

Utilização do Defletómetro de Impacto Ligeiro, do GeoGauge e do Densímetro Elétrico para o Controlo in situ da Qualidade de Materiais em Obras de Pavimentação Rodoviária

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em
Engenharia Civil - Especialização em Construção Urbana

Autor

João Tiago Sousa Mendes

Orientador

Prof. Doutor Silvino Dias Capitão

Professor Coordenador do DEC-ISEC

Coimbra, dezembro, 2013

AGRADECIMENTOS

Muitas pessoas contribuíram para a realização deste documento. Quero deixar aqui um agradecimento muito especial à minha Mãe, pois sem o seu apoio incondicional este documento nunca seria escrito. Deixo também um agradecimento aos meus avós maternos que ao longo do ano também me apoiaram muito.

Agradeço em especial ao Engenheiro Silvino Capitão, meu orientador, toda a disponibilidade, tempo e paciência que mostrou para com a minha pessoa, sem a grande orientação dele eu nunca teria conseguido montar sozinho este documento.

Um agradecimento muito especial ao Engenheiro Carlos Renato e ao técnico de laboratório António Amaral, pois sem a ajuda deles a parte prática deste trabalho teria sido muito difícil, senão quase impossível.

Ao Engenheiro Jorge Lourenço e ao Engenheiro Carlos Lemos que se disponibilizaram a ajudar-me em tudo o que foi preciso, agradeço o apoio moral incondicional prestado.

À Engenheira Filomena Cruz, ao Engenheiro Luís Santos e ao Engenheiro Dinis que se disponibilizaram a ajudar-me nos casos com mais dificuldade técnica, o meu obrigado.

Ao Instituto Pedro Nunes, na pessoa do Engenheiro João Henriques, é devido um agradecimento pela disponibilização do equipamento nuclear e pelo acompanhamento na realização dos ensaios com o mesmo.

Agradeço à Engenheira Filipa Gomes do Grupo Júlio Lopes S.A. pela cedência dos materiais para a construção do modelo físico do pavimento.

Um agradecimento especial à Dr^a Ana Mafalda por disponibilidade que mostrou na ajuda de pesquisa mais específica.

É, ainda, devido um obrigado especial ao Fábio Alves pela ajuda que me deu ao longo do trabalho.

E, por último, agradeço a todos os meus amigos que me apoiaram ao longo do meu percurso académico. A todos eles dedico este documento.

*João Tiago Sousa Mendes
Coimbra, dezembro de 2013*

RESUMO

A presente dissertação procura contribuir para avaliar a utilidade de três equipamentos ligeiros na caracterização *in situ* de materiais de pavimentação de infraestruturas de transporte. Aquele tipo de avaliação visa o controlo de qualidade dos materiais durante o processo construtivo, embora possa contribuir também para estimar o comportamento previsível dos materiais utilizados.

O estudo centrou-se principalmente na utilização do Defletómetro de Impacto Ligeiro (DIL), do GeoGauge (GG) e do Densímetro Elétrico (DE). No entanto, realizaram-se complementarmente ensaios com o Cone de Penetração Dinâmica (CPD), com o Gamadensímetro (GD) e com o Indicador de Qualidade de Pavimentos (IQP). O GG e o DIL foram concebidos com o objetivo de medirem o módulo de deformabilidade de camadas constituídas por solo ou por materiais granulares. O DE destina-se a avaliar a qualidade da compactação de camadas de solo.

Numa fase inicial do trabalho, fez-se uma recolha bibliográfica sobre as características, os princípios de funcionamento e o modo operativo de cada um dos equipamentos, de modo a apoiar o estudo de caso que se realizou mais tarde no âmbito do trabalho. O estudo bibliográfico centrou-se ainda na procura dos parâmetros que é possível medir com cada um dos equipamentos estudados, bem como na procura de relações entre aqueles parâmetros.

Para a realização da campanha de ensaios previamente estabelecida, o estudo incluiu a construção de um modelo físico de pavimento. O pavimento construído, com dimensões em planta da ordem de $2 \times 1,5 \text{ m}^2$, é constituído por duas estruturas diferentes, assentes sobre a mesma fundação, com uma espessura total de 29 cm: uma formada por uma camada granular e uma camada betuminosa; a outra constituída por uma camada de solo estabilizado com cimento e uma camada betuminosa. Os materiais constituintes do modelo foram caracterizados em laboratório e/ou *in situ* com recurso a ensaios convencionais. Nalguns casos recorreu-se às fichas de produto para recolher as propriedades necessárias.

Na fundação estudou-se a utilização do DIL, do GG e do DE. Adicionalmente, avaliou-se o solo, com o CPD e com o GD. Nas camadas granular e de solo estabilizado estudou-se a utilização do DIL, do GG e do GD. Na camada betuminosa efetuaram-se ensaios com o DIL e com o IQP.

Em cada um dos materiais colocados foi estudada a utilização dos equipamentos individualmente, de modo a obter os parâmetros caracterizadores dos materiais: o CBR (com o CPD), o módulo de deformabilidade (com o DIL, o GG e o CPD), a baridade seca e o teor em água (com o GD e o DE), a baridade (com o IQP). Quando se revelou útil, compararam-se resultados obtidos com os diferentes equipamentos para cada um dos materiais.

Em termos gerais, pode afirmar-se que a utilização dos equipamentos testados pode contribuir de forma útil para avaliar os materiais *in situ*. Contudo, foram detetadas

fragilidades no processo de caracterização, particularmente no que diz respeito à análise de sistemas multicamada com o DIL. O processo de calibração necessário à obtenção de resultados fiáveis com o DE revelou-se pouco prático. Além disso, o GG permitiu obter resultados com baixa variabilidade, embora geralmente bastante diferentes dos obtidos com o DIL. Os equipamentos complementares estudados neste trabalho mostraram ser úteis na avaliação dos materiais.

Em suma, para que o controlo de qualidade seja efetivo, é necessário estabelecer, através de estudos mais alargados, quais os materiais em os equipamentos estudados podem ser utilizados com propriedade, e quais os critérios de aceitação/rejeição dos materiais que devem ser considerados em cada caso.

Palavras-chave: Cone de penetração dinâmica, defletómetro de impacto ligeiro, densímetro elétrico, ensaios não destrutivos, fundação de pavimento, GeoGauge, gamadensímetro, indicador de qualidade do pavimento, material granular, mistura betuminosa, solo estabilizado com cimento.

ABSTRACT

This dissertation aims at contributing to evaluate usefulness of three light apparatus in the *in situ* characterization of paving materials of transportation infrastructures. This type of evaluation aims to control the quality of materials throughout the construction process, although it can also contribute to predict the behaviour of the applied materials.

The study has mainly centred on the use of the Lightweight deflectometer (DIL), the GeoGauge (GG), as well as on the Electrical Density Gauge (DE). Nevertheless, some complementary tests were carried out with the Dynamic Cone Penetrometer, the Nuclear Density Gauge (GD) and with the Pavement Quality Indicator (IQP). The GG and the DIL were conceived with the goal of measuring stiffness modulus of layers made of soil or unbound granular materials. The DE is intended for compaction control of soil layers.

At an early stage of the study, information regarding the characteristics, working principles and operation techniques was collected from the bibliography to support the case study carried out in a later stage of the work. The bibliographic study has centred on finding the parameters that each studied apparatus allow for measuring, as well as looking for relationships between those parameters.

To carry out the testing campaign previously established, the study included the construction of a physical pavement model. The built pavement has about $2 \times 1,5\text{m}^2$ and is formed by two different structures, laid on the same subgrade, with a total thickness of 29 cm: one of them formed by a granular layer and an asphalt layer; the other one, composed of a layer of stabilized soil with cement and an asphalt layer. The constituent materials of the model were characterised in laboratory and/or *in situ* by means of conventional tests. In a few cases, product data sheets were used to collect the necessary properties.

The DIL, GG and DE were studied on the subgrade. Additionally, the soil was evaluated with the CPD and GD. On the granular layer and on the stabilized soil the study focused on the DIL, GG and GD. On the asphalt layer the tests were carried out with the DIL and the IQP.

In each of the materials placed the equipments were studied individually to obtain the parameters that characterize the materials: CBR (with CPD), stiffness modulus (with DIL, GG and CPD), dry density and o moisture content (with GD and DE), density (with IQP). When considered useful, the obtained results measured by different apparatus for each material were compared.

Generally speaking, it can be stated that the use of the studied equipments can be useful to evaluate materials *in situ*. Nevertheless, some weaknesses were detected throughout the characterization process, particularly in what concerns the multilayer analysis with the DIL. The calibration process needed to obtain reliable results with the DE has proven to be impractical. Moreover, the GG delivered results with low variability, although generally quite different from those obtained by the DIL. The supplementary equipments studied in this study showed to be useful in evaluating materials.

Summarizing, it can be stated that to achieve effective quality control it is necessary to establish, by means of more developed research, what materials can be studied with the equipments used in this work, and what pass/fail criteria are should be considered in each case.

Palavras-chave: Dynamic cone penetrometer, lightweight deflectometer, electrical density gauge, non-destructive tests, pavement subgrade, GeoGauge, nuclear density gauge, pavement quality indicator, unbound granular material, asphalt mixture, soil estabilized with cement.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Enquadramento	1
1.2. Objetivos e Metodologias	1
1.3. Estrutura do Trabalho	2
2. DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS E DAS TÉCNICAS DE ENSAIO UTILIZADOS	5
2.1. Considerações Iniciais	5
2.2. GeoGauge (GG)	5
2.2.1. Princípio de Funcionamento e Objetivo de Utilização	5
2.2.2. Descrição Geral do Equipamento e da Realização de um Ensaio.....	6
2.2.3. Fatores que Influenciam os Resultados	8
2.2.4. Vantagens e Desvantagens	9
2.3. Defletómetro de Impacto Ligeiro (DIL).....	9
2.3.1. Princípio de Funcionamento e Objetivo de Utilização	9
2.3.2. Descrição Geral do Equipamento e da Realização de um Ensaio.....	10
2.3.3. Fatores que Influenciam os Resultados	13
2.3.4. Vantagens e Desvantagens	15
2.4. Densímetro Eléctrico (DE).....	15
2.4.1. Princípio de Funcionamento e Objetivo de Utilização	15
2.4.2. Descrição Geral do Equipamento e da Realização de um Ensaio.....	16
2.4.3. Fatores que Influenciam os Resultados	18
2.4.4. Vantagens e Desvantagens	18
2.5. Equipamentos Complementares Utilizados	19
2.5.1. Cone de Penetração Dinâmica (CPD)	19
2.5.2. Gamadensímetro (GD)	22
2.5.3. Indicador de Qualidade do Pavimento (IQP).....	25
2.6. Correlações Entre Resultados Obtidos com o DIL, o GG e o CPD.....	28
2.7. Considerações Finais	32
3. MODELO FÍSICO DO PAVIMENTO E CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS 35	
3.1. Descrição do Modelo Físico e do Processo Construtivo	35
3.2. Caracterização dos Materiais Utilizados	37
3.2.1 Solo de fundação.....	37
3.2.1.1. Análise granulométrica.....	37
3.2.1.2. Compactação Proctor	38
3.2.1.3. Limites de consistência	39
3.2.1.4. Densidade das partículas.....	40
3.2.1.5. CBR	40
3.2.1.6. Classificação do solo	42
3.2.2. Solo Estabilizado com Cimento	42
3.2.2.1. Compactação Proctor	42
3.2.2.2. CBR do solo estabilizado com cimento.....	43
3.2.2.3. Ensaio de compressão axial e de tração indireta.....	43
3.2.3. Material Granular (agregado britado de granulometria extensa).....	50

3.2.3.1. Granulometria.....	50
3.2.3.2. Outras propriedades geométricas e físicas.....	51
3.2.3.3. Compactação Proctor	51
3.2.4. Mistura Betuminosa.....	51
3.3. Considerações Finais	52
4. AVALIAÇÃO NÃO DESTRUTIVA <i>IN SITU</i> DAS CAMADAS CONSTITUINTES DO	
PAVIMENTO	53
4.1. Considerações Gerais	53
4.2. Avaliação do Solo de Fundação.....	53
4.2.1. Avaliação com o GD e o DE	53
4.2.2. Avaliação com o CPD.....	55
4.2.3. Avaliação com o GG	57
4.2.4. Avaliação com o DIL	58
4.2.5. Análise geral dos resultados	60
4.3. Avaliação da Camada Granular	62
4.3.1. Avaliação com o GD	62
4.3.2. Avaliação com o GG	62
4.3.3. Avaliação com o DIL	63
4.3.4. Análise geral dos resultados	69
4.4. Avaliação da Camada de Solo Estabilizado com Cimento	70
4.4.1. Avaliação com GD	70
4.4.2. Avaliação com GG	71
4.4.3. Avaliação com o DIL	72
4.4.4 Análise geral dos resultados	75
4.5. Análise da Camada Betuminosa.....	76
4.5.1. Análise com o IQP	76
4.5.2. Análise com o DIL.....	78
4.6. Considerações Finais	81
5. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS.....	83
5.1. Síntese do Trabalho e Conclusões Gerais	83
5.2. Trabalhos Futuros.....	86
5.3. Considerações Finais	87
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	89
BIBLIOGRAFIA	92
ANEXOS	95
ANEXO I – Registo de Dados dos Ensaio com o DIL	96
I.1. Solo de Fundação	96
I.2. Camada de Material Granular (1 dia de idade).....	99
I.3. Camada de Material Granular (7 dias de idade)	100
I.4. Camada de Solo Estabilizado com Cimento (1 dia de idade).....	101
I.5. Camada de Solo Estabilizado com Cimento (7 dias de idade)	102
I.6. Camada Betuminosa (zona sobre a camada material granular).....	103

I.7. Camada Betuminosa (zona sobre a camada de solo estabilizado com cimento)	103
--	------------

Índice de Figuras

Figura 2.1 - Vistas do geogauge: vista geral (a) e configuração da base de apoio sobre as camadas (b).....	6
Figura 2.2 – Esquema de funcionamento do GG (Fortunato, 2005).....	7
Figura 2.3 – Camada de areia colocada sobre o solo para garantir contacto da superfície com o anel do equipamento	8
Figura 2.4 - Base do geogauge cravada no solo (Fiedler, s.d.)	8
Figura 2.5 – Vista geral do DIL	9
Figura 2.6 – Componentes do DIL e da viga adicional de suporte de geofones.....	11
Figura 2.7 - Componentes do defletómetro de impacto ligeiro	11
Figura 2.8 – Aspeto do ecrã do PDA durante a aquisição de dados num ensaio de carga.....	12
Figura 2.9 – Variação do módulo de deformabilidade obtido com DIL (Alshibli <i>et al.</i> , 2005)	14
Figura 2.10 – Dispersão das deflexões referente à queda de massa (Neves <i>et al.</i> , 2012).....	14
Figura 2.11 – DE montado no terreno durante a realização de um ensaio (Meehan <i>et al.</i> , 2011)	15
Figura 2.12 – Componentes do densímetro elétrico.....	17
Figura 2.13 – Estacas cravadas no solo e ligadas ao sensor de leitura.....	17
Figura 2.14 - CPD (a) CPD na caixa (b) CPD montado	19
Figura 2.15 – Exemplo de evolução da penetração com o número de pancadas	20
Figura 2.16 - CBR vs ICPD (George <i>et al.</i> , 2009).....	21
Figura 2.17 - Escala na parte inferior do martelo (Salem Tool Company, s. d.)	21
Figura 2.18 – Gamadensímetro	22
Figura 2.19 - Esquema de transmissão de radiação do GD (Meehan <i>et al.</i> , 2011).....	23
Figura 2.20 – Componentes do Gamadensímetro (adaptado de Troxler, 2006).	24
Figura 2.21 - Ponteiro para perfuração do solo.....	25
Figura 2.22 – IQP (a) vista geral do IQP (b) monitor do IQP.....	26
Figura 2.23 - Esquema de transmissão de ondas do IQP (Tranch Teck, 2002).....	27
Figura 2.24 – (a) IQP (b) caixa de transporte.....	27
Figura 2.25 – Correlação entre o módulo de deformabilidade (E_{GG}) e o CBR (Nazzaal, 2003)	29
Figura 2.26 – Correlação entre o módulo de deformabilidade (E_{DIL}) e o CBR (Nazzaal, 2003).....	29
Figura 2.27 – Correlação entre o ICPD e o CBR (Nazzaal, 2003)	30
Figura 2.28- E vs ICPD (George <i>et al.</i> , 2009)	30
Figura 2.29 – Cotejo de módulos obtidos com o DIL e o GG (a) valores (b) correlação	31
Figura 2.30 – módulos de deformabilidade obtidos com o DIL e o GG em solo estabilizado com cimento (a) valores dos módulos nos diferentes pontos de ensaio (b) correlação entre os módulos medidos com os dois equipamentos.....	32

Figura 2.31 – Módulos de deformabilidade obtidos com o GG e calculados pela expressão (2.14) a partir do ICPD em solo estabilizado com cimento (a) valores do módulo (b) correlação entre os módulos obtidos através dos dois equipamentos	32
Figura 3.1 – Estruturas do modelo físico.....	35
Figura 3.2 – Vista geral do local escolhido para a construção do modelo físico	35
Figura 3.3 – Compactação do solo de fundação com cilindro	36
Figura 3.4 – Fase da construção das camadas de solo estabilizado e de material granular: (a) colocação do material; (b) fase final após a compactação.....	36
Figura 3.5 – Fase de construção da camada betuminosa.....	37
Figura 3.6 – Curva granulométrica do solo de fundação.....	38
Figura 3.7 – Curva de compactação proctor do solo.....	39
Figura 3.8 – Variação do teor em água com o nº de golpes na concha de casagrande para determinação do LL de acordo com NP 143: 1969.....	39
Figura 3.9 – Variação do teor em água com a penetração do cone para determinação do LL de acordo com BS 1377.....	40
Figura 3.10 – Surva de ensaio para determinação do CBR do solo	41
Figura 3.11 – Curva de compactação proctor do solo estabilizado com cimento	43
Figura 3.12 – Compactação do solo estabilizado com cimento (a) divisão da amostra em 5 partes (b) compactação de provete.....	44
Figura 3.13 – Provetes protegidos com sacos de plástico durante o período de cura na câmara climática	44
Figura 3.14 – Aspeto dos ensaios e estado dos provetes após a rotura (a) ensaio de compressão uniaxial, (b) ensaio de tração indireta, (c) aspeto do provete após compressão axial, (d) aspeto do provete após rotura por tração indireta.....	45
Figura 3.15 – Variação da tensão de compressão axial com o tempo de ensaio (0 dias).....	46
Figura 3.16 – Variação da tensão de compressão axial com o tempo de ensaio (7 dias).....	46
Figura 3.17 – Variação da tensão de compressão axial com o tempo de ensaio (28 dias).....	47
Figura 3.18 – Variação da tensão de tração indireta com o tempo de ensaio aos 0 dias.....	48
Figura 3.19 – Variação da tensão de tração indireta com o tempo de ensaio aos 7 dias.....	48
Figura 3.20 – Variação da tensão de tração indireta com o tempo de ensaio aos 28 dias.....	49
Figura 3.12 – Curva granulométrica do material granular	50
Figura 3.13 – Curva de compactação do material granular.....	51
Figura 3.14 – Curva granulométrica da mistura betuminosa	52
Figura 4.1 – Esquema dos ensaios com o GD e o DE.....	53
Figura 4.2 – Provetes compactados para calibração do de para diferentes teores em água (Meehan <i>et al.</i> , 2011).....	54
Figura 4.3 – Localização dos ensaios efetuados com o CPD	55
Figura 4.4 – Variação do CBR com a profundidade nos pontos a, b, c e d.....	56
Figura 4.5 – Localização dos pontos de ensaio efetuados com o GG	57
Figura 4.6 – Módulos de deformabilidade e rigidez medidos nos três ensaios efetuados com o GG	57

Figura 4.7 – Localização dos pontos ensaiados com o DIL.....	58
Figura 4.8 – Módulos de deformabilidade medido com o DIL (placa de carga de 150 mm).....	58
Figura 4.9 – Módulos de deformabilidade medido com o DIL (placa de carga de 300 mm).....	59
Figura 4.10 – Comparação dos módulos de deformabilidade medido com o DIL (placas de carga de 150 e de 300 mm).....	59
Figura 4.11 – Módulos de deformabilidade obtidos com o DIL e com o GG	60
Figura 4.12 – Módulos de deformabilidade (valores médios) obtidos com o DIL e com o CPD.....	61
Figura 4.13 – Módulos de deformabilidade (valores médios) obtidos com o GG e com o CPD	61
Figura 4.14 – Localização dos pontos de ensaio com o GD sobre a camada granular	62
Figura 4.15 – Localização dos pontos de ensaio com o GG sobre a camada granular	63
Figura 4.16 –Módulos de deformabilidade e rigidez medidos nos dois ensaios efetuados com o GG.....	63
Figura 4.17 – Localização do ponto ensaiado com o DIL	64
Figura 4.18 – Modelo utilizado para determinar, por retroanálise, o módulo da camada granular	64
Figura 4.19 – Modelo utilizado para simular o estado de tensão na estrutura ensaiada	64
Figura 4.20 – Distribuição de tensões e deflexões nas camadas do modelo (fundação e camada granular)	65
Figura 4.21 – Módulos de deformabilidade medidos sobre a camada granular com o DIL (placa de 150 mm), com base na deflexão central e calculados por retroanálise (1 dia após a compactação).....	65
Figura 4.22 – Módulos de deformabilidade medidos sobre a camada granular com o DIL (placa de 300 mm), com base na deflexão central e calculados por retroanálise (1 dia após a compactação).....	66
Figura 4.23 – Modelo utilizado para retroanálise com base na deflexão central, considerando o módulo da fundação com uma valor fixo	67
Figura 4.24 – Módulos de deformabilidade medidos sobre a camada granular com o DIL (placa de 150 mm), e calculados por retroanálise (1 dia após a compactação)	67
Figura 4.25 – Módulos de deformabilidade medidos sobre a camada granular com o DIL (placa de 300 mm), e calculados por retroanálise (1 dia após a compactação)	68
Figura 4.26 – Comparação dos módulos de deformabilidade medidos sobre a camada granular com o DIL 1 dia e 7 dias após a construção.....	68
Figura 4.27 – Módulos de deformabilidade obtidos com o DIL e com o GG (1 dia após a construção)	70
Figura 4.28 – Localização dos pontos ensaiados com o GD.....	70
Figura 4.29 – Localização dos pontos ensaiados com o GG.....	71
Figura 4.30 –Módulos de deformabilidade e rigidez obtidos com o GG sobre a camada de solo estabilizado com cimento	72
Figura 4.31 – Localização do ponto ensaiado com o DIL	72
Figura 4.32 – Módulos de deformabilidade medidos sobre a camada de solo estabilizado com o DIL (placa de 150 mm), e calculados por retroanálise (1 dia após a compactação).....	73
Figura 4.33 – Módulos de deformabilidade medidos sobre a camada de solo estabilizado com o DIL (placa de 300 mm), e calculados por retroanálise (1 dia após a compactação).....	73

Figura 4.34 – Comparação dos módulos de deformabilidade medidos sobre a camada de solo estabilizado com o DIL 1 dia e 7 dias após a construção	74
Figura 4.35 – Comparação dos módulos de deformabilidade obtidos com o DIL e com o gg sobre a camada de solo estabilizado com cimento (1 dia após a construção)	75
Figura 4.36 – Esquema da localização dos pontos ensaiados com o IQP	76
Figura 4.36 – Comparação entre os valores da baridade da camada betuminosa obtidos em laboratório e os obtidos pelo IQP	78
Figura 4.37 – Esquema de localização dos ensaios realizados o DIL sobre a camada betuminosa	78
Figura 4.38 – Modelo utilizado para simular o estado de tensão na estrutura ensaiada.....	79
Figura 4.39 – Distribuição de tensões e deflexões nas camadas do modelo (fundação, camada granular e camada betuminosa)	79
Figura 4.40 – Módulos de deformabilidade medidos com o DIL sobre a camada betuminosa apoiada na camada granular subjacente e calculados por retroanálise	80
Figura 4.41 – Módulos de deformabilidade medidos com o DIL sobre a camada betuminosa apoiada na camada de solo-cimento subjacente e calculados por retroanálise	80

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Constituição das camadas ensaiadas (nazzal, 2003)	31
Quadro 3.1 – Cnálise granulométrica do solo por peneiração	38
Quadro 3.2 – Cnálise granulométrica do solo por sedimentação	38
Quadro 3.3 – Valores do limites de liquidez do solo	40
Quadro 3.4. – Valores do CBR do solo sem correção da curva.....	41
Quadro 3.5. – Valores do CBR do solo com correção da curva	41
Quadro 3.5 – Valores da resistência à compressão axial dos provetes de solo estabilizado com cimento	47
Quadro 3.6 – Resultados da resistência à compressão diametral dos provetes de solo estabilizado com cimento	49
Quadro 3.7 – Frações granulométricas do material granular calcário	50
Quadro 3.8 – Propriedades geométricas e físicas do material granular	51
Quadro 3.9 – Propriedades da mistura betuminosa aplicada obtidas na ficha de produto (construções júlio lopes s.a., 2013)	52
Quadro 4.1 – Valores medidos pelo GD	54
Quadro 4.2 – Valores medidos pelo DE.....	54
Quadro 4.3. – Valores médios das baridades e do teor em água do solo de fundação avaliados <i>in situ</i> e em laboratório.....	55
Quadro 4.4. – Registo dos dados registados com o CPD e valores de cbr obtidos em relação à profundidade nos pontos a, b, c e d.....	56
Quadro 4.5 – Valores médios dos resultados do GG	58
Quadro 4.6 – Valores médios do módulo da fundação (mpa) obtidos com o DIL	60
Quadro 4.7 – Valores registados pelo GD	62
Quadro 4.8 – Valores médios dos resultados do gg medidos na camada granular	63
Quadro 4.9 – Valores médios do módulo (MPa) medidos sobre a camada granular obtidos com o DIL	69
Quadro 4.9 – Valores diretos do GD.....	71
Quadro 4.10 – Valores médios dos resultados obtidos com o GG.....	71
Quadro 4.11 – Valores médios do módulo (MPa) medidos sobre a camada de solo estabilizado obtidos com o DIL.....	74
Quadro 4.12 – Resultados da baridade da mistura betuminosa determinados em laboratório	76
Quadro 4.13 – Resultados da baridade da camada betuminosa colocada sobre a camada granular	77
Quadro 4.14 – Resultados da baridade da camada betuminosa colocada sobre a camada de solo estabilizado com cimento	77

SIMBOLOGIA

E – Módulo de Deformabilidade

F – Força

FI - Índice de achatamento

K – Rigidez

LA - Coeficiente de Los Angeles

LL – Limite de Liquidez

LP – Limite de Plasticidade

MB - Azul de Metileno

M_{DE} - Coeficiente de Micro Deval

SE - Equivalente de Areia

WA₂₄ - Absorção de Água

δ – Deflexões

ρ_a - Massa Volúmica do material impermeável das partículas

ρ_{rd} - Massa Volúmica das partículas secas em estufa

ρ_{ssd} - Massa Volúmica das partículas saturadas com superfície seca

σ – Tensão

ν – Coeficiente de Poison

ABREVIATURAS

ASTM – American Society for Testing and Materials

BS – British Standard

CBR – California Bearing Ratio

CEN – European Committee for Standardization

CPD – Cone de Penetração Dinâmica

DE – Densímetro Elétrico

DIL – Defletómetro de Impacto Ligeiro

DIP – Defletómetro de Impacto Pesado

GD – Gamadensímetro

GG - GeoGauge

ICPD – Índice de Cone de Penetração Dinâmico

INIR – Instituto de Infraestruturas Rodoviárias

IQP – Indicador de Qualidade de Pavimentos

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

NP – Norma Portuguesa

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento

Nos dias de hoje é cada vez mais importante ter conhecimento das características dos materiais que são colocados nos pavimentos das estradas, de modo a poder inferir sobre o seu comportamento ao longo do seu ciclo de vida, quer nos casos de construção nova, quer nos que dizem respeito à conservação e reabilitação de pavimentos.

Durante o processo construtivo, ou imediatamente após a execução das camadas, é necessária uma adequada avaliação das suas propriedades mecânicas. Para isso, é particularmente útil dispor de meios de avaliação *in situ*, de fácil utilização, mesmo em situações de difícil acesso de equipamentos pesados, e que permitam obter rapidamente resultados suficientemente seguros, para que os subsequentes trabalhos possam avançar.

A avaliação dos materiais que constituem as camadas construídas com aquele tipo de equipamentos, ligeiros e de baixo custo, pode ajudar na antevisão do comportamento dos materiais quando em serviço. O interesse advém ainda do facto de se tratar de ensaios não destrutivos, realizados *in situ*, os quais são efetuados para as condições reais de colocação dos materiais em obra. O modo operativo envolvido nos ensaios permite obter resultados quase de imediato, sem danificar a estrutura do pavimento rodoviário ou ferroviário e com pequena interferência no tráfego quando a via já se encontra em serviço.

Uma vez que as camadas dos pavimentos podem ser constituídas por materiais muito diferentes, tais como solos, solos estabilizados, materiais granulares e misturas betuminosas, os parâmetros a avaliar e a adequação dos equipamentos de ensaio para cada caso são variáveis. Além disso, é útil dispor de informação que relacione as propriedades que podem medir-se *in situ* com os diferentes equipamentos com a que se obtém em laboratório, quando se caracterizam os materiais através de metodologias de uso mais corrente.

1.2. Objetivos e Metodologias

O presente trabalho tem como principal objetivo analisar a utilidade de 3 equipamentos na avaliação das propriedades de camadas de pavimentos, com vista ao controlo de qualidade *in situ* durante o processo construtivo. O estudo centrou-se principalmente na utilização do GeoGauge (GG), do Defletómetro de Impacto Ligeiro (DIL) e do Densímetro Elétrico (DE). O GG e o DIL foram concebidos com o objetivo de medirem o módulo de deformabilidade de camadas constituídas por solo ou por materiais granulares. Tratando-se de uma propriedade mecânica, o módulo de deformabilidade é uma medida da resposta da camada de material a uma força exterior, a qual induz uma determinada deformação na camada. O DE destina-se a avaliar a qualidade da compactação de camadas de solo.

Com vista à concretização daqueles objetivos, faz-se uma descrição das características de cada um dos equipamentos utilizados, enfatizando os seus princípios de funcionamento e os parâmetros medidos para a avaliação dos materiais. Além disso, referem-se alguns estudos nos quais se comparam propriedades de materiais avaliadas pelos diferentes equipamentos estudados nesta dissertação.

Como metodologia de trabalho, são também apresentados os resultados de caracterização das camadas de um modelo físico de pavimento rodoviário expressamente construído para o efeito. As suas camadas são formadas por diversos tipos de materiais: solo, solo estabilizado com cimento, material granular e mistura betuminosa. Os materiais utilizados na construção do modelo foram caracterizados em laboratório, permitindo a determinação das propriedades correntemente consideradas para o controlo de qualidade de cada um dos materiais. Ao longo da construção do modelo físico, cotejaram-se os valores daquelas propriedades avaliadas em laboratório com as obtidas através dos ensaios *in situ* realizados com os equipamentos que se pretendia estudar. Os 3 equipamentos foram aplicados na caracterização dos materiais para os quais foram concebidos. O DIL foi utilizado também para a avaliação da camada betuminosa.

No decurso do trabalho foi possível dispor de outros equipamentos além dos 3 cuja utilidade se pretendia averiguar. Sempre que possível, e como complemento, realizaram-se ensaios *in situ* com os equipamentos adicionais de que se dispunha, concretizando um estudo mais alargado das propriedades dos materiais. Assim, os equipamentos utilizados adicionalmente foram os seguintes: Cone de Penetração Dinâmica (CPD), Gamadensímetro (GD) e Indicador de Qualidade de Pavimento (IQP).

O CPD foi utilizado para avaliar o solo de fundação, o GD usou-se no estudo do leito de pavimento da fundação, da camada granular e do solo estabilizado com cimento, e o IQP foi aplicado para a caracterização da baridade da camada betuminosa.

1.3. Estrutura do Trabalho

A presente dissertação encontra-se dividida em cinco capítulos e um anexo cuja organização e conteúdo se resumem de seguida.

Neste primeiro capítulo faz-se o enquadramento do tema, definem-se os objetivos da dissertação, apresenta-se a metodologia utilizada e descreve-se a organização do documento.

No capítulo 2 apresentam-se e descrevem-se os equipamentos que foram utilizados para a realização dos ensaios *in situ* ao longo do trabalho. A descrição aborda também os princípios de funcionamento de cada um dos equipamento e os aspetos mais relevantes a considerar quando se realizam ensaios. Comparam-se, ainda, alguns resultados obtidos com os diferentes equipamentos em estudos realizados por outros autores.

No capítulo 3 descreve-se a constituição e o processo construtivo do modelo físico de pavimento expressamente construído para a realização dos ensaios *in situ*. Além disso, apresentam-se os trabalhos experimentais e os resultados obtidos na caracterização dos materiais colocados no modelo físico. O estudo laboratorial dos materiais compreende a

determinação de propriedades do solo de fundação, do solo estabilizado com cimento, do agregado britado de granulometria extensa e da mistura betuminosa.

No capítulo 4 apresentam-se os resultados de caracterização *in situ* da fundação do pavimento que constitui o modelo físico e das camadas que o constituem. A avaliação foi efetuada recorrendo aos equipamentos disponíveis. Sempre que considerado ajustado, faz-se o cotejo dos resultados obtidos com os diferentes equipamentos e comparam-se os resultados de avaliação *in situ* com os determinados em laboratório para os diferentes materiais de pavimentação utilizados.

No capítulo 5 faz-se uma síntese do trabalho desenvolvido e são apresentadas as conclusões gerais a que se chegou com o presente estudo. Apontam-se também algumas linhas de desenvolvimento complementares, possíveis para estudos futuros.

O Anexo A reúne a totalidade dos dados recolhidos nos ensaios *in situ* realizados com o DIL em todas as camadas do pavimento que constituem o modelo físico.

2. DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS E DAS TÉCNICAS DE ENSAIO UTILIZADOS

2.1. Considerações Iniciais

Atualmente, é cada vez mais importante conhecer as características dos materiais e a sua qualidade, quer em construção nova, quer em reabilitação de pavimentos rodoviários.

Ao longo deste capítulo são apresentados alguns equipamentos portáteis, de baixo custo e de utilização *in situ*, que podem ser úteis para a avaliação não destrutiva de camadas de pavimentos, quer rodoviários, quer ferroviários. Embora se trate de equipamentos relativamente simples e fáceis de transportar, foram desenvolvidos pelos seus fabricantes para possibilitarem a avaliação de propriedades dos materiais *in situ*, incluindo algumas características mecânicas, as quais são medidas diretamente nas camadas construídas.

A avaliação de características mecânicas das camadas de pavimentos de forma não destrutiva apresenta as seguintes vantagens (INIR, s. d.):

- É feita *in situ* e praticamente sem perturbar as condições em que o material se encontra, ao contrário do que acontece nos ensaios destrutivos,
- Os ensaios realizados são geralmente de execução rápida, permitindo obter resultados rapidamente e com custos mais reduzidos, tornando-se possível a realização de mais ensaios e com menor interferência no trânsito.

No presente trabalho é estudada de forma mais detalhada a utilização do GeoGauge (GG), do Defletómetro de Impacto Ligeiro (DIL) e do Densímetro Elétrico (DE). Complementarmente, e sempre que foi possível, utilizaram-se outros equipamentos também disponíveis, de modo a obter mais informação sobre as camadas construídas. Assim, ao longo deste capítulo são apresentados, além dos equipamentos referidos, os seguintes: Cone de Penetração Dinâmica (CPD), Gamadensímetro (GD) e Indicador de Qualidade de Pavimento (IQP).

2.2. GeoGauge (GG)

2.2.1. Princípio de Funcionamento e Objetivo de Utilização

O GeoGauge (Figura 2.1) é um equipamento eletromecânico, portátil, de fácil e rápida utilização, com capacidade para medir alguns parâmetros de resistência dos materiais após a sua colocação.

O equipamento produz vibrações, as quais são transmitidas à superfície do material sobre a qual se apoia. As vibrações originam forças que o equipamento aplica à superfície, produzindo deslocamentos (deflexões) nessa superfície. As forças (F) produzidas durante o ensaio, bem como as correspondentes deflexões (δ) induzidas são medidas. As expressões (2.1) a (2.3) permitem o cálculo da Força (F), da rigidez (K) e do módulo de

deformabilidade (E) do material, conhecendo o seu coeficiente de Poisson (ν), e o raio exterior do anel (R) que constitui a base de apoio do equipamento:

$$F = \frac{1,77 R E}{1-\nu^2} \delta \quad (2.1)$$

$$K = \frac{F}{\delta} \quad (2.2)$$

$$E = \frac{K.(1-\nu^2)}{1,77.R} \quad (2.3)$$

Este aparelho foi criado para realizar ensaios complementares aos mais tradicionais, de modo a contribuir para o controlo da execução de camadas de solo e de materiais não ligados. De acordo com o fabricante (Humboldt, 2007), é possível fazer um controlo de compactação mais eficaz, podendo reduzir-se os custos de compactação. Na Figura 2.1 apresentam-se imagens que ilustram o aspeto do equipamento.

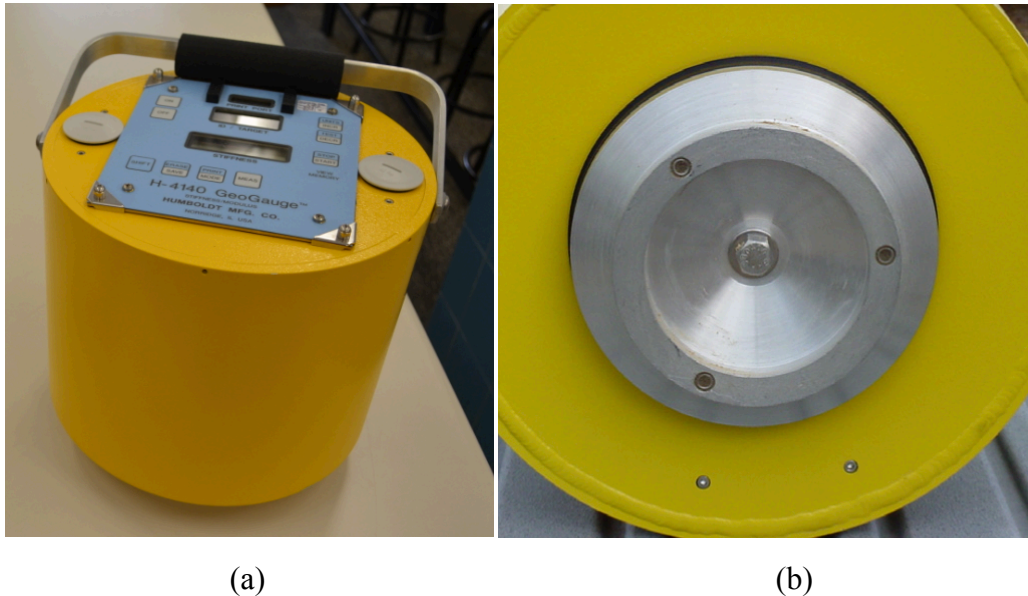


Figura 2.1 - Vistas do Geogauge: vista geral (a) e configuração da base de apoio sobre as camadas (b)

2.2.2. Descrição Geral do Equipamento e da Realização de um Ensaio

O equipamento tem a forma de um cilindro, com uma altura de 280 mm, um diâmetro de 254 mm e um peso aproximado de 10 kg.

Tal como se esquematiza na Figura 2.2, o GG é constituído essencialmente por um vibrador eletromecânico, uma fonte de alimentação, uma base metálica que dispõe de um anel rígido, através do qual se faz o apoio do aparelho e se transmite a força gerada à superfície a ensaiar, dispositivos de isolamento de vibrações, dois transdutores de velocidade, uma unidade de controlo que envia o sinal para o vibrador, processa os sinais dos sensores, executa os cálculos e procede ao registo dos resultados, e um monitor e um teclado associados à unidade de controlo, os quais permitem ao operador fornecer os elementos necessários ao ensaio e obter a informação produzida pelo equipamento (Fortunato, 2005).

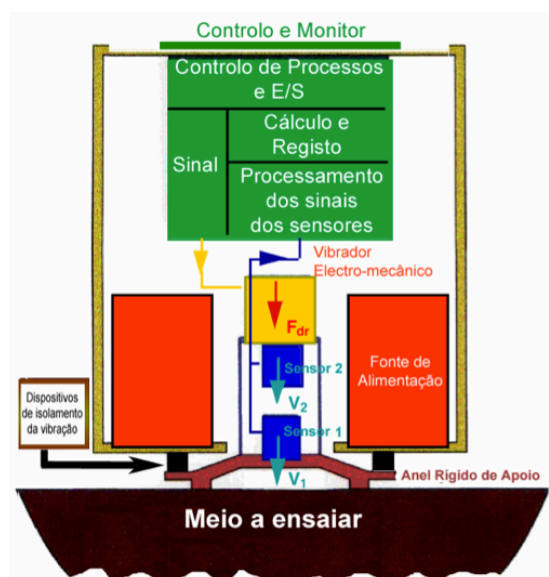


Figura 2.2 – Esquema de funcionamento do GG (Fortunato, 2005)

O GG gera uma vibração com frequências entre 100 a 196 Hz (com intervalos de 4 Hz), as quais se traduzem na aplicação de forças de aproximadamente 9 N, induzindo deflexões da ordem de $1,27 \times 10^{-6}$ m na superfície. O módulo de deformabilidade e a rigidez do material calculam-se a partir daquelas grandezas, utilizando as expressões (2.1) a (2.3). O equipamento mede diretamente os valores, faz os cálculos necessários e apresenta os resultados no monitor existente na parte superior (Humboldt, 2007, Alshibli et al., 2005).

Quando se realiza um ensaio, o aparelho é assente sobre a superfície da camada de material a ensaiar. Ao ligar-se o GG, o monitor mostra um valor inicial, o qual dá indicações sobre o estado da bateria, devendo garantir-se que esteja acima do valor de referência do fabricante. No caso do equipamento utilizado neste trabalho (modelo H-4140 da Humboldt), o valor deve ser superior a 7,5 Hz (Humboldt, 2007).

Para a realização de um ensaio é necessário que a superfície da camada a avaliar esteja regular para que a base assente na sua totalidade. Caso isso não seja possível, deve colocar-se uma camada de areia, com aproximadamente 1 centímetro de espessura, de modo a garantir-se um adequado contacto entre o equipamento e a superfície (Figura 2.3).

Após a colocação do GG no ponto que se pretende ensaiar, deve rodar-se o equipamento ligeiramente para a esquerda e para a direita, para melhorar as condições de contacto com a superfície do material (Figura 2.4).

O GG demora cerca de 75 segundos para mostrar os valores da rigidez e do módulo de deformabilidade do material, em função das medições que realiza depois de premido o botão de início de ensaio. Em geral, efetuam-se três ensaios no mesmo ponto. O segundo e o terceiro ensaios são efetuados depois de rodar o equipamento 45° no sentido horário e anti-horário, em relação à sua posição de ensaio inicial. Assim, os três resultados do mesmo ponto do material referem-se a três posições distintas do equipamento sobre esse ponto, podendo determinar-se o valor médio dos três.

No presente estudo, o procedimento de ensaio utilizado foi semelhante ao que se descreveu.



Figura 2.3 – Camada de areia colocada sobre o solo para garantir contacto da superfície com o anel do equipamento



Figura 2.4 - Base do GeoGauge em contato no solo (Fiedler, s.d.)

2.2.3. Fatores que Influenciam os Resultados

A qualidade dos resultados do GG depende de muitos fatores, os quais devem ser tidos em consideração quando se faz a interpretação de medições efetuadas sobre camadas *in situ*.

Um dos principais aspetos que induz erros na avaliação relaciona-se com o contacto da base de apoio do GG com o meio a ensaiar. Este tipo de problemas ocorre muitas vezes por ser descurada a verificação da existência de contacto entre o anel do equipamento e a superfície de apoio, pelo que o GG não lê os valores corretamente (Humboldt, 2007).

Outro problema que pode influenciar os resultados relaciona-se com a existência de vibrações externas ao equipamento que atinjam o local de ensaio. O GG é muito sensível a este tipo de ação externa, uma vez que as leituras que efetua dependem da vibração que o próprio equipamento gera, sendo as deflexões no solo influenciadas pelas vibrações externas. Assim, é conveniente eliminar vibrações próximas da zona de ensaio, tais como

as produzidas pelas máquinas de obra. Este tipo de interferência foi observado durante a realização deste trabalho.

2.2.4. Vantagens e Desvantagens

A utilização do GG tem um leque de vantagens e desvantagens, destacando-se as que se indicam a seguir.

Vantagens:

- Fácil e simples de transportar;
- Permite obter resultados logo que o procedimento de ensaio termina;
- Só necessita de um operador.

Desvantagens

- O operador do GG necessita de conhecimentos específicos;
- A qualidade dos resultados depende muito do efetivo contacto entre a base do GG e a superfície da camada a ensaiar.

2.3. Defletómetro de Impacto Ligeiro (DIL)

2.3.1. Princípio de Funcionamento e Objetivo de Utilização

O Defletómetro de Impacto Ligeiro (Figura 2.5) é um equipamento destinado a avaliar a deformabilidade das camadas do pavimento.

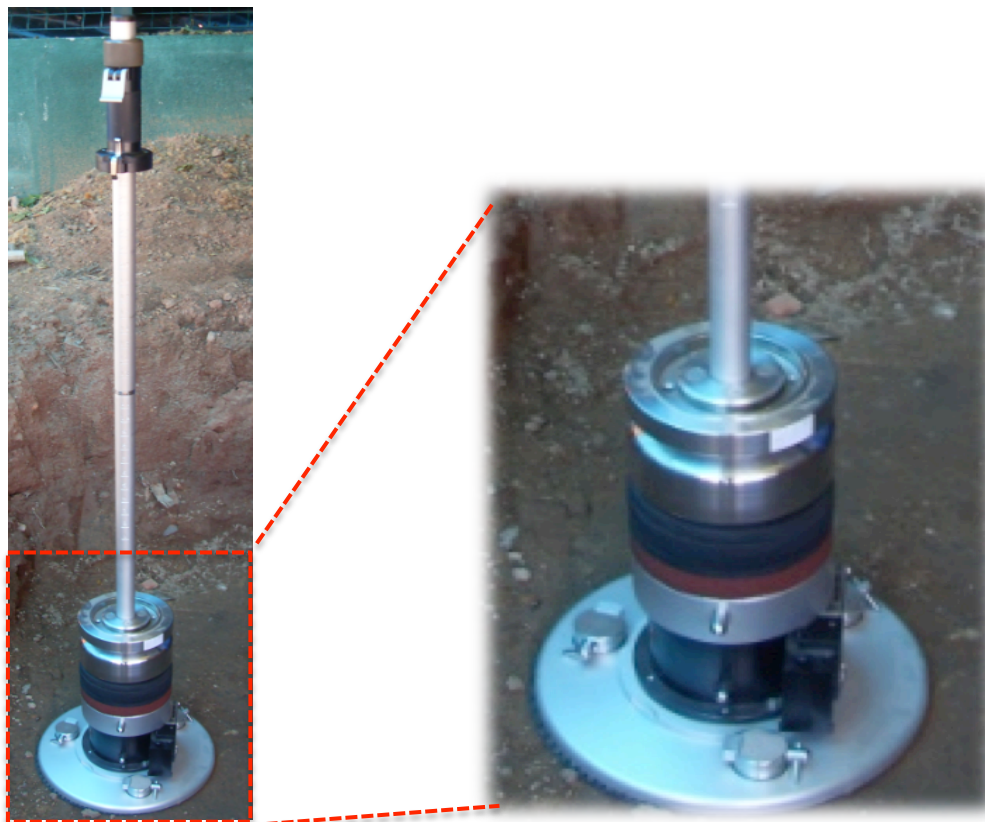


Figura 2.5 – Vista geral do DIL

Este tipo de equipamentos é munido de uma massa com determinada magnitude que cai em queda livre, através de um varão de guiamento, sobre uma placa circular de diâmetro conhecido, a qual está em contacto com a superfície das camadas a ensaiar. A queda da massa sobre a placa faz-se de uma determinada altura fixa, produzindo um impulso de carga, com durações da ordem de milissegundos, caracterizado por uma certa magnitude que é medida por uma célula de carga. A aplicação da força no pavimento produz neste uma deformação (deflexão) que pode ser medida através de um geofone, colocado no ponto central da área carregada.

O objetivo é conseguir obter-se o módulo de deformabilidade equivalente da(s) camada(s) ensaiada(s). A expressão (2.4) é a habitualmente usada para a determinação daquele módulo:

$$E_{DIL} = \frac{K \cdot (1 - \nu^2) \cdot \sigma \cdot R}{\delta_c} \quad (2.4)$$

onde:

E_{DIL} – módulo de deformabilidade equivalente (MPa);

K – fator de rigidez da placa de carga

$K = \pi/2$ – placa rígida

$K = 2$ – placa flexível;

σ – pressão de contacto (MPa);

R – raio da placa de carga (m);

δ_c – deflexão registada no geofone central (m).

Quando se utiliza a régua adicional, podem usar-se três geofones ao todo (um no ponto central, um a 30 cm de distância e outro a 60 cm de distância). Neste caso, se a deformabilidade das camadas subjacentes for suficientemente alta para que o acréscimo de tensão resultante do pico de carga atinja uma profundidade suficiente, pode tentar-se um estudo do problema através de retroanálise. Para isso, recorre-se a programas de análise do estado de tensão num maciço semi-indefinido, como por exemplo o *Bisar* ou o *Elsym5*. Neste processo, os valores dos módulos de deformabilidade são atribuídos, de forma iterativa, aos materiais das camadas avaliadas, até que a resposta obtida analiticamente seja suficientemente ajustada às deflexões medidas com o equipamento.

2.3.2. Descrição Geral do Equipamento e da Realização de um Ensaio

O DIL é constituído por uma unidade de célula de carga integral, sensor(es) de deflexão, unidade eletrónica, placas de carregamento substituíveis com 150, 200 e 300 mm de diâmetro, um módulo sem fios (*Bluetooth*) com compartimento para bateria, amortecedores (4 almofadas pretas e 2 vermelhas que se mudam conforme a carga a utilizar), uma haste metálica que guia a carga e várias massas, de 10, 15 e 20 kg (Dynatest, 2006). Como se referiu, o DIL pode ser utilizado com uma viga adicional de suporte de sensores que permite utilizar no máximo 3 geofones (Figura 2.6).

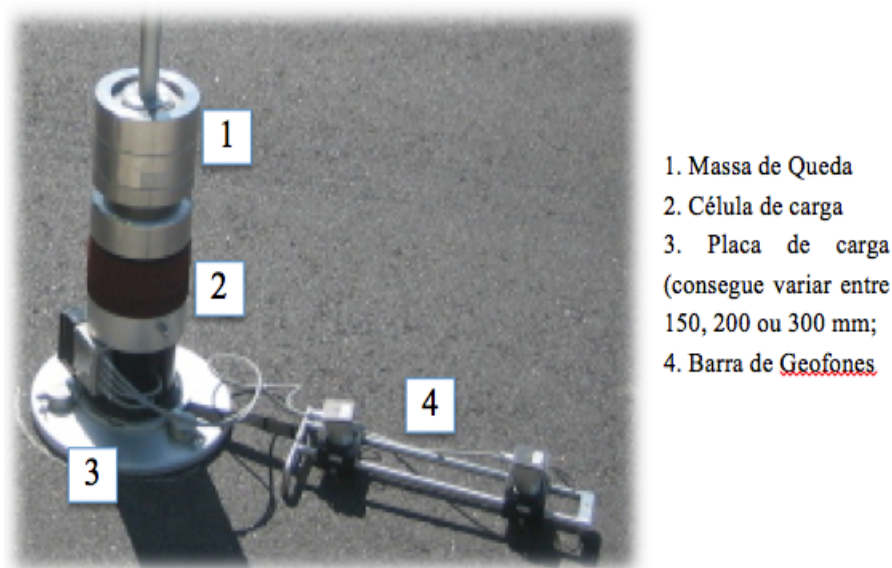
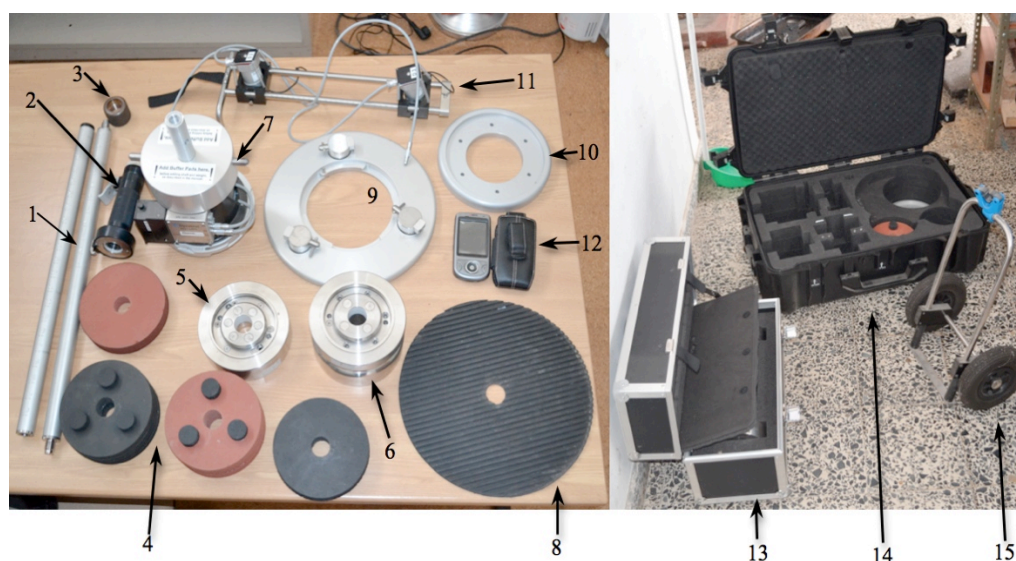


Figura 2.6 – Componentes do DIL e da viga adicional de suporte de geofones

Na Figura 2.7 apresentam-se os componentes do aparelho de forma mais detalhada.



- 1- **Hastes:** varões metálicos de guiamento por onde desliza a massa durante o ensaio
- 2- **Manipulo e alavanca de libertação da massa:** permite fixar a altura de queda da massa e libertá-la para a realização do ensaio
- 3- **Casquilho:** fixa o manipulo na posição pretendida ao longo das hastes
- 4- **Amortecedores:** elementos sobre os quais a massa cai, amortecendo a queda e não danificando a unidade principal (combinação de vermelhos e pretos em função do valor da massa a utilizar)
- 5- **Massa adicional:** massa adicional de 5 kg
- 6- **Massa base do equipamento:** massa de 10 kg
- 7- **Unidade principal:** módulo mais importante do DIL (célula de carga; geofone central; módulo de comunicação *Bluetooth*; placa de carga base, com 150 mm de diâmetro)
- 8- **Membrana de borracha com 300 mm de diâmetro:** membrana que garante um melhor contacto entre a superfície de ensaio e a placa de carga
- 9- **Placa de carga:** placa de carga com 300 mm de diâmetro
- 10- **Placa de carga adicional:** placa de carga com 200 mm de diâmetro
- 11- **Geofones adicionais:** 2 geofones adicionais colocados numa barra de suporte
- 12- **PDA com software de registo de dados:** as medições feitas pela unidade principal são enviadas para o PDA por *Bluetooth*; o software do PDA recebe as informações dos impulsos de carga e de deformação e calcula o módulo de deformabilidade equivalente do(s) material(is) ensaiado(s).
- 13- **Caixa de transporte do equipamento base:** caixa de proteção do equipamento durante o transporte
- 14- **Caixa de transporte dos acessórios opcionais:** caixa de proteção dos acessórios opcionais durante o transporte
- 15- **Carrinho de transporte:** permite movimentar o equipamento montado entre vários pontos de ensaios, em obra

Figura 2.7 - Componentes do Defletómetro de Impacto Ligeiro

O DIL utilizado no presente trabalho é o modelo 3031 da Dynatest, o qual transmite os valores medidos durante os ensaios a um PDA com capacidade de comunicação *Bluetooth*. O equipamento de monitorização do ensaio recebe, para cada impacto, os valores dos impulsos de carga e das deflexões medidas nas posições onde se encontram os sensores de medição. Uma vez que durante os impulsos de carga a magnitude desta varia, também os impulsos de deflexão variam, sendo registados pelo software instalado no PDA os respetivos valores máximos (Figura 2.8). O ensaio efetuado com este equipamento é rápido, demorando cerca de um ou dois minutos, e o seu impulso tem uma duração variável, geralmente entre 15 a 40 ms (Neves *et al*, 2012).

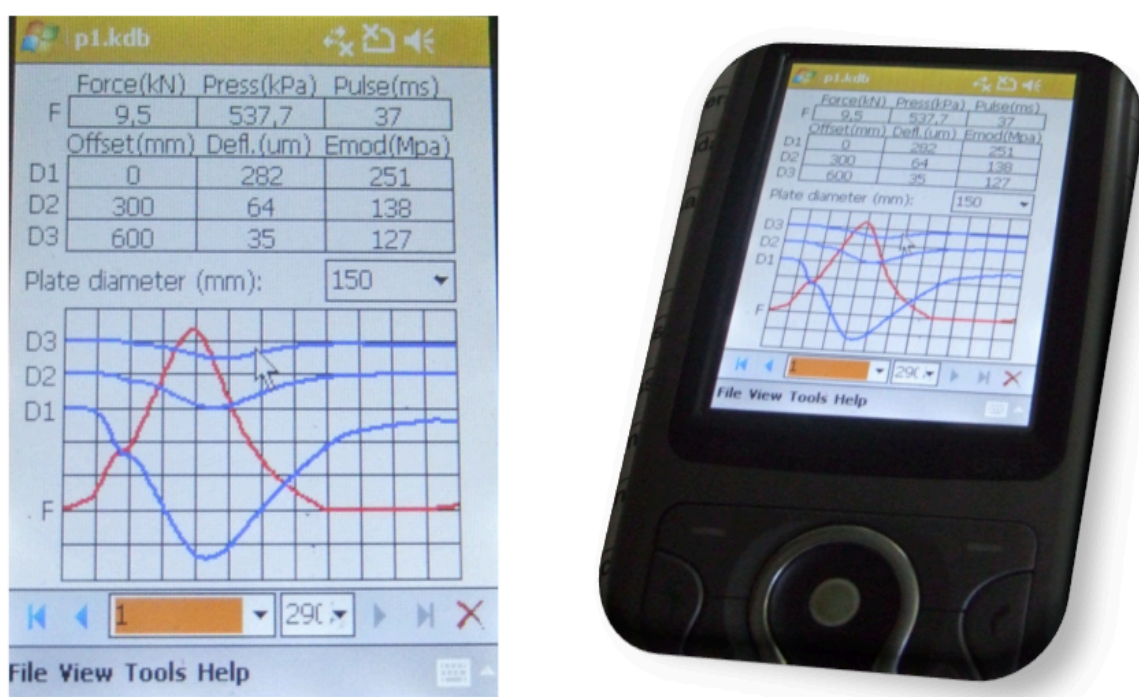


Figura 2.8 – Aspeto do ecrã do PDA durante a aquisição de dados num ensaio de carga

O valor da força de impacto depende da massa que é utilizada e da altura de queda. Os valores registados dependem do número de sensores que estão a ser utilizados. No caso representado na Figura 2.8 estão representadas as leituras da força, medida pela célula de carga, e das deflexões, medidas pelos três geofones (D1, D2 e D3).

No presente trabalho efetuaram-se ensaios com as placas de carga de 150 e de 300 mm de diâmetro, tendo-se utilizado as massas de 10, 15 e 20 kg, as quais permitiram aplicar forças de impacto próximas de 5,5, 7,2 e 9,5 kN, respetivamente. Para cada uma das placas de carga utilizadas, realizaram-se 5 impactos em cada ponto ensaiado, de modo a obter uma boa estabilidade dos valores medidos, permitindo desprezar os valores relativos aos impactos iniciais, os quais podem apresentar variabilidade por corresponderem a condições de ajuste da placa de carga à superfície do pavimento.

2.3.3. Fatores que Influenciam os Resultados

Existem alguns fatores que podem influenciar consideravelmente os resultados, podendo afetar a sua qualidade, pelo que devem ser tidos em consideração na realização de ensaios. Resumem-se a seguir algumas recomendações baseadas nas indicações do manual do DIP (Dynatest, 2006), da norma ASTM E 2835-11 (ASTM, 2011), do CWA 15846 do CEN (CEN, 2008) e do INIR [INIR, s. d.]:

- Dever garantir-se o contacto total da placa de carga e dos geofones com a superfície do pavimento. Caso seja necessário, dever-se-á criar uma almofada de areia, de espessura muito delgada, para regularizar a superfície de contacto da placa e dos geofones, garantindo um contacto uniforme;
- Para assegurar que há um bom contacto da placa com o material, a norma ASTM E 2835-11 propõe a realização de 6 impactos, sendo os primeiros 3 para assentar bem a placa e as seguintes para leitura;
- O CWA do CEN propõe que o contacto da placa com a superfície seja assegurado pela rotação da base depois de apoiada, 45° no sentido horário ou anti-horário, voltando a colocar-se na posição inicial antes da realização do ensaio;
- Garantir que a massa móvel é elevada até à altura de queda pretendida, deixando-a cair livremente;
- Após o impacto da massa com as almofadas de amortecimento, segurar a massa para não cair novamente, de modo a evitar o registo de impulsos de carga sucessivos, correspondentes a alturas de queda menores que o pretendido;
- Se o material a ensaiar estiver com um grau de saturação de 95% ou superior, e um índice de vazios inferior a 5%, não deve realizar-se o ensaio;
- O ensaio deve ser repetido, no mesmo ponto, até que os resultados mostrem consistência entre os diversos impactos da massa, ou seja, se as deflexões ou os módulos obtidos forem muito diferentes em dois ensaios sucessivos no mesmo local, os registos não devem ser considerados válidos;
- É recomendável centrar regularmente o geofone central, principalmente se os dados recolhidos entre ensaios forem muito diferentes;
- Os ensaios de carga não deverão ser realizados quando tenha ocorrido precipitação sobre o material a ensaiar;
- Não deverão ser realizados ensaios em superfícies irregulares ou onde a água se encontre estagnada;
- Caso haja deslocamento lateral da placa devido ao impacto da queda da massa, esse resultado não deve ser considerado;
- A pendente da área de ensaio não deverá ser muito acentuada.

De acordo com Alshibli *et al.* (2005), os resultados obtidos com o DIL parecem ser algo inconsistentes no caso de solos argilosos estabilizados com cimento, tal como se ilustra na Figura 2.9. Para maiores quantidades de cimento, e à medida que aumenta a

idade do solo estabilizado, não se verifica um aumento do módulo, e os valores deduzidos para diferentes quantidades de cimento não apresentam a evolução esperada. Aqueles autores referem que o fendilhamento associado à retração ao longo do processo de cura tendem a afetar significativamente os resultados. Além disso, observaram também uma grande variabilidade de resultados nos solos argilosos que ensaiaram.

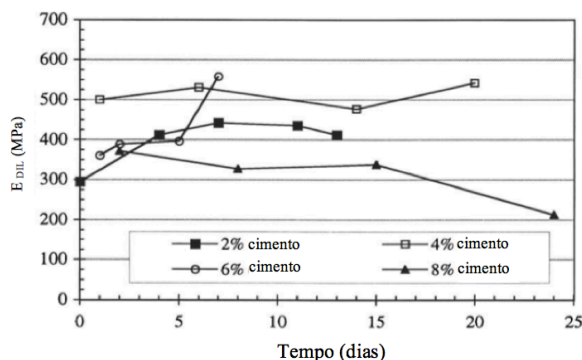


Figura 2.9 – Variação do módulo de deformabilidade obtido com DIL (Alshibli *et al.*, 2005)

Em solos com fraca capacidade de carga, ou em materiais granulares, o contacto entre o pé do geofone e a superfície do material é um aspeto que merece especial atenção. De facto, Fleming *et al.* (2007) referem a possibilidade de haver perfuração da superfície pelo geofone antes do impacto da massa, o que pode levar a medições erradas da deflexão produzida pelo carregamento. Nos casos relatados, o problema parece estar relacionado com a rigidez da mola que suporta o geofone central.

Um estudo feito em Portugal (Neves *et al.*, 2012) mostrou que a sucessiva aplicação de cargas no mesmo ponto de ensaio, obtidas pela queda da mesma massa, não conduziu a valores iguais da deflexão medida, mesmo após a realização de um número elevado de pancadas (Figura 2.10). Aquele estudo experimental mostrou uma variação de deflexões medidas da ordem de 5 a 10%.

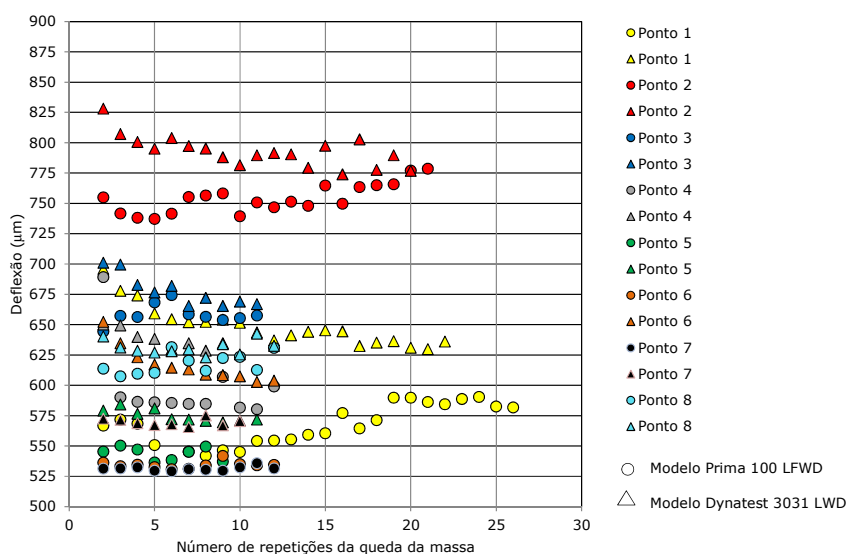


Figura 2.10 – Dispersão das deflexões referente à queda de massa (Neves *et al.*, 2012)

2.3.4. Vantagens e Desvantagens

Embora seja reconhecida utilidade à utilização do DIL, pode apontar-se um leque de vantagens e desvantagens ao seu uso, apresentando-se as mais importantes que são referidas na bibliografia (Neves *et al.*, 2012; Dynatest, 2006):

Vantagens:

- Fácil de transportar;
- Fácil de montar no campo;
- Utilização facilitada em locais de difícil acesso, como, por exemplo, em aterros junto de obras de arte onde o equipamento pesado não consegue operar.

Desvantagens:

- Aconselhável o recurso a dois operadores;
- O operador tem de ter conhecimentos específicos;
- Não é recomendado para o ensaio de camadas muito rígidas, como pode ser o caso de camadas betuminosas, dadas as limitações do nível de carga que o equipamento pode aplicar.

2.4. Densímetro Eléctrico (DE)

2.4.1. Princípio de Funcionamento e Objetivo de Utilização

O densímetro eléctrico (DE) tem como objetivo fornecer valores da baridade do solo, do teor em água e da compactação relativa em solos utilizados como material de construção de aterros, fundações e camadas de pavimentos (Humboldt, 2008).

O DE é um equipamento não nuclear (Figura 2.11), de uso relativamente recente, que utiliza uma série de medições eléctricas em conjunto com modelos (calibrados) do solo, para inferir a baridade e o teor em água de um determinado tipo de solo *in situ*. Habitualmente, são utilizados dois métodos para a construção de modelos de solos (calibração): o primeiro baseia-se na medição da baridade e do teor em água, tendo por base medições efetuadas com equipamento nuclear (gamadensímetro) e com garrafa de areia; o segundo utiliza resultados obtidos em ensaios de compactação de Proctor, realizados com o molde grande (Meehan *et al.*, 2011).



Figura 2.11 – DE montado no terreno durante a realização de um ensaio (Meehan *et al.*, 2011)

Para efeitos de construção de modelos do solo (calibração), o manual do DE (Humboldt, 2008) propõe a utilização de valores de baridade húmida, baridade seca e teor em água obtidos a partir de ensaios da garrafa de areia e, opcionalmente, a determinação da baridade seca máxima pelo ensaio de Proctor.

Os parâmetros dielétricos do solo, capacitância¹, impedância² e resistência elétrica³ são os utilizados para determinar as propriedades físicas do solo através do DE. O equipamento utiliza um algoritmo do fabricante para corrigir os valores dos parâmetros dielétricos devido ao efeito da temperatura (Meehan *et al.*, 2011).

Segundo Meehan *et al.* (2011), as expressões (2.5) a (2.7) são utilizadas pelo DE para calcular as grandezas físicas do solo, baseando-se nas correlações criadas durante a geração dos modelos para um determinado local de ensaio e tipo de solo [expressões (2.8) e (2.9)].

$$\gamma_h = \gamma_d + W_w \quad (2.5)$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} \quad (2.6)$$

$$CR = \frac{\gamma_{d_{medida}}}{\gamma_{d_{max}}} \quad (2.7)$$

onde:

γ_h – baridade húmida (kg/m^3);

γ_d – baridade seca (kg/m^3);

W_w – massa de água/volume de solo (kg/m^3);

w – teor em água do solo.

CR – compactação relativa, referida ao ensaio de Proctor realizado (%).

$$\gamma_h = m_1 \cdot Z + b_1 \quad (2.8)$$

$$W_w = m_2 \cdot \frac{C}{R} + b_2 \quad (2.9)$$

onde:

Z – impedância do solo (Ω);

C – capacitância do solo (F);

R – resistência elétrica do solo (Ω).

m_1 , m_2 , b_1 e b_2 – constantes das retas de calibração.

2.4.2. Descrição Geral do Equipamento e da Realização de um Ensaio

A Figura 2.12 mostra os componentes do DE, dos quais se destacam o computador central no qual são inseridos os dados de calibração, as estacas metálicas que são responsáveis por transmitir a carga eléctrica ao solo, e o sensor de medição eléctrica.

¹ Quantidade de energia eléctrica que pode ser acumulada num corpo por uma determinada tensão eléctrica e pela quantidade de corrente que o atravessa, numa dada frequência.

² Oposição que um corpo faz à passagem de corrente quando é submetido a uma tensão.

³ Capacidade de um corpo se opor à passagem de corrente eléctrica mesmo quando existe uma diferença de potencial aplicada.

O DE tem uma fonte de rádio frequência de 3 MHz no interior do circuito de medição, a qual é aplicada ao solo através de sondas metálicas cónicas (estacas) cravadas no material a ensaiar e ligadas por cabos ao sensor de medição. As sondas são colocadas nas extremidades de dois diâmetros perpendiculares de uma circunferência, materializados no terreno pelo posicionador circular do equipamento (Figura 2.13).



- 1- **Computador de inserção de dados e leitura de resultados:** aplica as fórmulas necessárias para determinar as características do solo e a memória necessária ao armazenamento de dados
- 2- **Sensor de leitura elétrica do solo:** regista as leituras elétricas relativas ao solo ensaiado
- 3- **Cabos de ligação ao sensor de leitura:** transmitem informação entre as estacas e o sensor
- 4- **Sonda de temperatura:** mede a temperatura do solo
- 5- **Estacas:** obtêm informação elétrica do solo
- 6- **Carregador da bateria**
- 7- **Posicionador de estacas:** permite colocar as estacas nas condições adequadas para utilização do equipamento antes do ensaio
- 8- **Martelo para cravação das estacas no solo**

Figura 2.12 – Componentes do densímetro elétrico

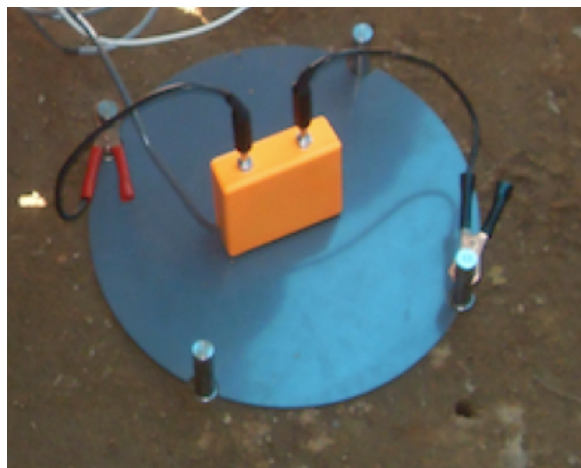


Figura 2.13 – Estacas cravadas no solo e ligadas ao sensor de leitura

Na realização do ensaio é necessário ter em atenção alguns aspetos, como a montagem correta do equipamento e a inserção dos modelos de solo (Humboldt, 2008). Além disso, os passos necessários são resumidamente os seguintes:

- Cravar as estacas no solo com a ajuda de um martelo, utilizando o posicionador que acompanha o aparelho, de modo a colocar as estacas nas posições corretas;
- Colocar o sensor de leitura no centro do posicionador de estacas e ligá-lo ao computador do equipamento;
- Ligar os cabos, de modo a passar a corrente eléctrica ao solo e permitir ao sensor as leituras necessárias;
- Colocar a sonda de temperatura no solo para ser possível fazer ajustamentos posteriores aos resultados, em função da temperatura observada;
- Criar no equipamento um modelo de solo, com base nos valores do ensaio de Proctor, gravando-os com referência a um local de trabalho;
- Dar início ao processo de leitura do equipamento no ponto escolhido para o ensaio. Este passo é repetido tantas vezes quantas as necessárias, de modo a ensaiar o número de pontos necessário à adequada cobertura da área a ensaiar.

2.4.3. Fatores que Influenciam os Resultados

Nos estudos realizados por Meehan *et al.* (2011) obtiveram as seguintes conclusões:

- A variabilidade do solo num determinado projeto de construção pode causar dificuldades ao tentar construir um modelo de solo com o DE, reduzindo a representatividade do solo pelo modelo;
- Quando os valores do teor em água *in situ* variam numa gama relativamente estreita, como acontece na grande maioria dos casos durante o processo construtivo de uma camada, há dificuldades acrescidas em gerar um modelo de solo fiável;
- O algoritmo de correção dos parâmetros do solo associado à temperatura parece influenciar pouco os valores de R^2 relativos às curvas de calibração, não melhorando os resultados;
- O DE parece ser muito sensível ao teor de finos do solo. As características eléctricas do solo são bastante afectadas pela natureza das partículas mais finas na matriz do solo, o que pode ter um efeito significativo sobre os resultados.

2.4.4. Vantagens e Desvantagens

Como acontece para outros equipamentos, pode apontar-se um leque de vantagens e de desvantagens à utilização do DE:

Vantagens:

- Fácil de transportar;
- Fácil de montar;
- Um operador é suficiente para operar com o aparelho;
- Permite obter resultados de forma quase imediata, uma vez efetuada a calibração.

Desvantagens:

- Tem de ter um operador especializado;
- A bondade dos resultados depende das condições reais de calibração do equipamento que é possível obter em obra.

2.5. Equipamentos Complementares Utilizados

2.5.1. Cone de Penetração Dinâmica (CPD)

O CPD (Figura 2.14) é utilizado para avaliar, de forma contínua, a resistência *in situ* de camadas de solo e/ou granulares de pavimentos (Alshibli *et al.*, 2005).

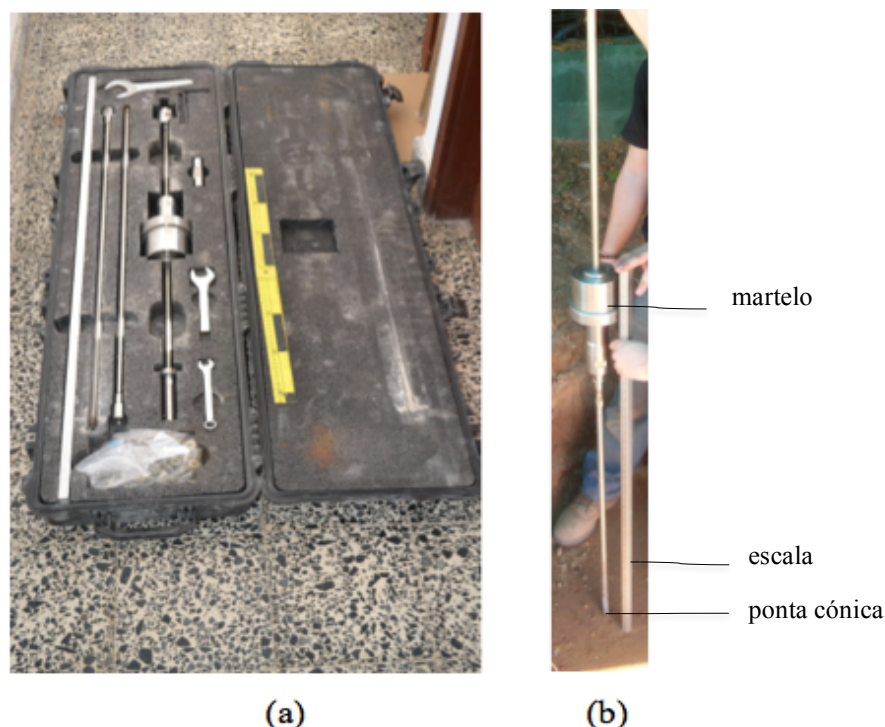


Figura 2.14 - CPD (a) CPD na Caixa (b) CPD montado

Com o martelo de massa de 4,6 ou de 8 kg, o CPD consegue estimar o CBR *in situ*, assim como o módulo de deformabilidade, para caracterizar camadas de espessura considerável relativamente à sua resistência ao corte e a outras características do material, até 1 metro de profundidade. A profundidade de penetração pode ser aumentada usando varões que permitem a sua extensão (Salem Tool Company, s.d.).

O operador mantém o equipamento na vertical, com a ponta colocada sobre o solo, levantando o martelo até uma altura padrão e liberando-o de seguida, de modo a registar a penetração total para um dado número de pancadas. Para cada grupo de golpes aplicados sucessivamente em determinado ponto, registam-se o número de pancadas e a profundidade acumulada desde o início do ensaio (Figura 2.15).

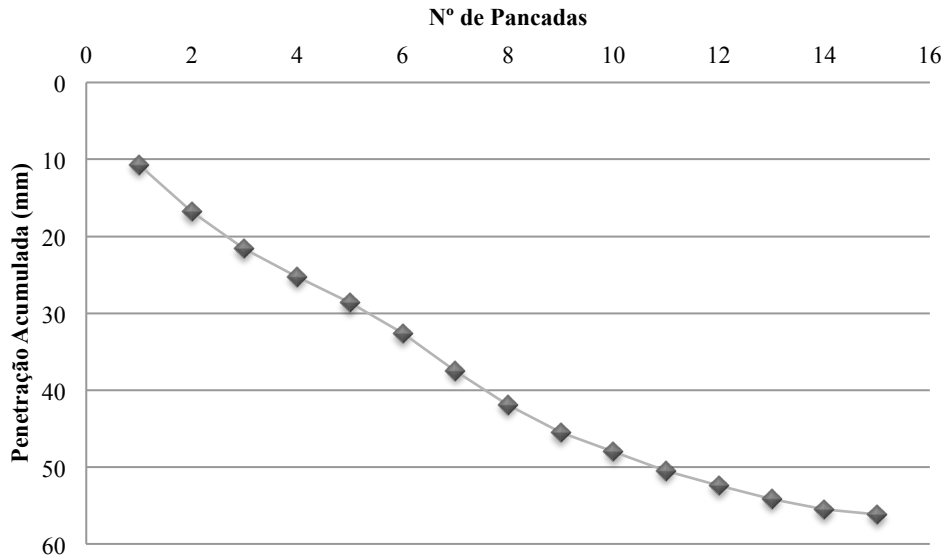


Figura 2.15 – Exemplo de evolução da penetração com o número de pancadas

Os resultados de CBR obtidos com o CPD não são geralmente semelhantes aos obtidos em laboratório. O CPD destina-se a avaliar o CBR *in situ* do solo nas condições a que o material está no momento do ensaio, enquanto em laboratório a amostra é embebida em água durante vários dias antes da realização do ensaio (ASTM, 2003).

De acordo com as equações determinadas pelo *US Army Corps of Engineers*, adotadas pela norma ASTM D 6951-03 (ASTM, 2003), os resultados do CPD relacionam-se com o CBR do solo da seguinte forma:

Solos do tipo CL com CBR<10:

$$CBR = \frac{1}{(0,017019 \times ICPD)^2} \quad (2.10)$$

Solos do tipo CH:

$$CBR = \frac{1}{(0,002871 \times ICPD)^2} \quad (2.11)$$

Restantes tipos de solos:

$$CBR = \frac{292}{(ICPD)^{1,12}} \quad (2.12)$$

Onde:

CBR – California Bearing Ratio (%)

ICPD – índice de CPD (mm/pancada)

O índice de CPD, expresso em mm/pancada, é a relação entre a profundidade atingida pelo CPD em cada conjunto de golpes sucessivos e o número de pancadas aplicadas até ao registo da penetração.

George *et al.* (2009), com base num número considerável de resultados obtidos sobre solos lateríticos, chegaram à expressão (2.13) para estimar o CBR com base em ensaios com CPD (Figura 2.16). No mesmo trabalho referem a expressão (2.14) devida a

Chen *et al.* (2005), obtida para relacionar módulos de deformabilidade (obtidos por retroanálise a partir de ensaios com defletómetro de impacto) com o ICPD.

$$CBR = 47,32 \times ICPD^{-0,7852} [R^2=0,82] \quad (2.13)$$

$$E = 537,76 \times ICPD^{-0,6645} [R^2=0,855] \quad (2.14)$$

onde:

E – módulo de deformabilidade (MPa);

CBR – *California Bearing Ratio*

ICPD – índice do cone de penetração dinâmica

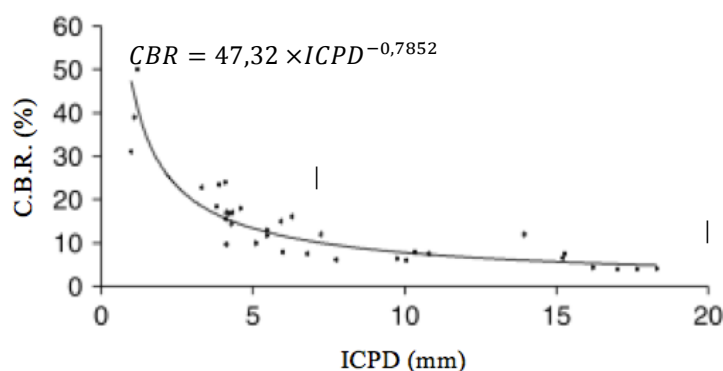


Figura 2.16 - CBR vs ICPD (George *et al.*, 2009)

Na realização de ensaios com o CPD é necessário ter em conta alguns aspetos, os quais se resumem a seguir (ASTM, 2003; Salem Tool Company, s.d.):

- São necessários 2 operadores para realizar os ensaios;
- Colocar a ponteira do cone nivelado com a superfície do base onde se vai ensaiar;
- É aconselhável usar cones descartáveis;
- Se durante o ensaio houver um deslocamento lateral do equipamento, o ensaio deve ser considerado inválido;
- A medição da penetração deve ser feita com a escala colocada na superfície a ser ensaiada, medindo-se a distância até à parte inferior do martelo (Figura 2.17);

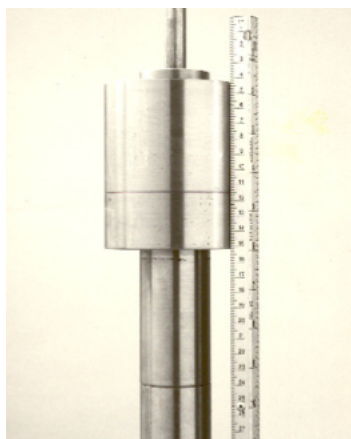


Figura 2.17 - Escala na parte inferior do martelo (Salem Tool Company, s. d.)

- Ter muita atenção à variação brusca da penetração (por exemplo, um valor subitamente elevado indica a existência de uma camada de solo muito fraco);
- Parar a penetração sempre que a camada de solo mais fraca for encontrada;
- Para retirar o CPD do solo bater o martelo no sentido oposto.

O CPD pode ser utilizado para estimar as características de resistência dos solos finos, materiais estabilizados (com cimento, por exemplo). Não pode ser utilizado em materiais estabilizados com elevadas percentagens de ligantes e em materiais granulares muito grosseiros, que contenham uma percentagem partículas maiores que 50 mm muito elevada (Salem Tool Company, s.d.).

Resumem-se a seguir as principais vantagens e desvantagens à utilização do CPD:

Vantagens

- Fácil e simples de transportar;
- Permite obter resultados de imediato;
- Equipamento de baixo custo.

Desvantagens:

- Tem de ter operadores especializados;
- Necessita no mínimo de dois operadores.

2.5.2. Gamadensímetro (GD)

O objetivo do GD (Figura 2.18) é determinar rapidamente com precisão aceitável o teor em humidade e a baridade de solos, agregados, betão de cimento e camadas betuminosas sem o uso de amostras ou de métodos destrutivos (Troxler, 2006).



Figura 2.18 – Gamadensímetro

O GD opera em dois modos diferentes, o modo de *backscatter* e o modo de transmissão direta. No modo de *backscatter*, a fonte e a sonda nucleares estão ambas localizados na superfície do solo. Quando se opera no modo de transmissão direta, crava-se uma haste retrátil no solo, a qual está munida de uma fonte nuclear, enquanto o detetor permanece localizado sobre a superfície do solo. O modo de transmissão direta é considerado mais preciso, sendo o mais usado em ensaios de medição da baridade do solo. O modo *backscatter* é usado principalmente para ensaios em materiais que não podem ser facilmente penetrados pela haste do equipamento, tais como betuminosos, betão de cimento e materiais granulares compactados (Meehan *et al.*, 2011).

As medições são efetuadas através de radiação gama, prejudicial à saúde para níveis acima de determinados limites, razão pela qual é necessário muito cuidado na utilização do equipamento. A radiação é emitida na vareta cravada no solo (Figura 2.19) e transmite-se a um receptor que está na extremidade mais afastada do GD (Meehan *et al.*, 2011).

Para medir a baridade dos materiais *in situ*, a fonte emite radiações geradas por um isótopo radioativo, geralmente o Césio 137, a partir da extremidade da haste retráctil, emitindo continuamente fotões e raios gama. Os raios gama interagem com os electrões do material, havendo uma parcela da radiação que volta para o detetor de radiação (conhecido por detetor Geiger-Muller). Em geral, quanto menor o número de fotões medidos pelo detetor, maior é a densidade do material testado.

Para a medição do teor de humidade no local, os neutrões emitidos pela fonte radioativa perdem energia cinética em contacto com átomos de hidrogénio da água do solo, até que as colisões subsequentes não continuarão a abrandar um determinado neutrão. Uma vez que o detetor de neutrões é sensível apenas aos neutrões sujeitos a abrandamento, a contagem de neutrões efetuada pelo detetor é diretamente proporcional à contagem de átomos de hidrogénio e, portanto, ao teor em água do material. (Troxler Manual, 2006; Meehan *et al.*, 2011).

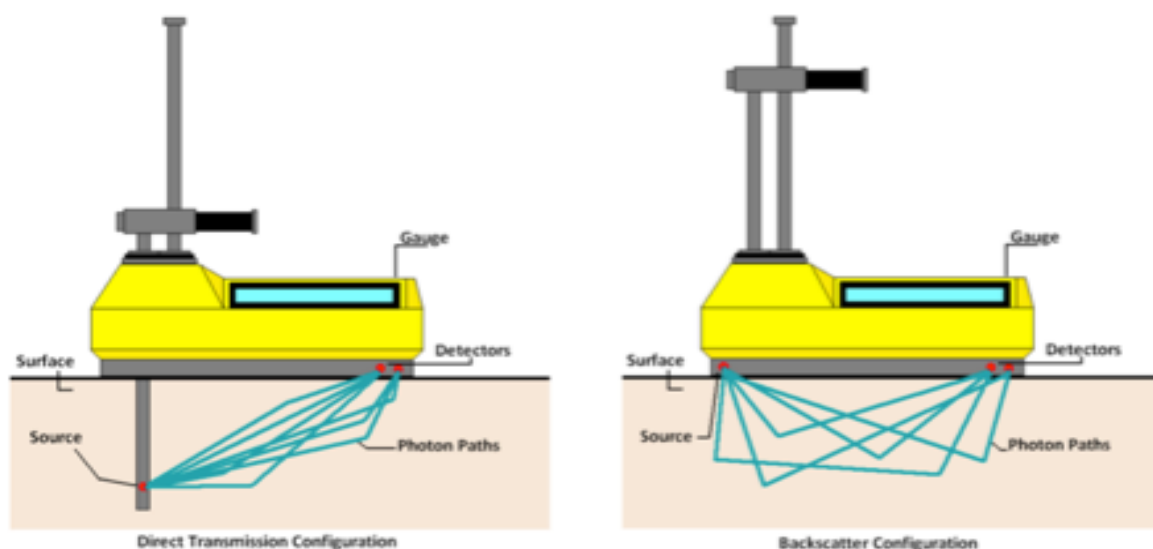
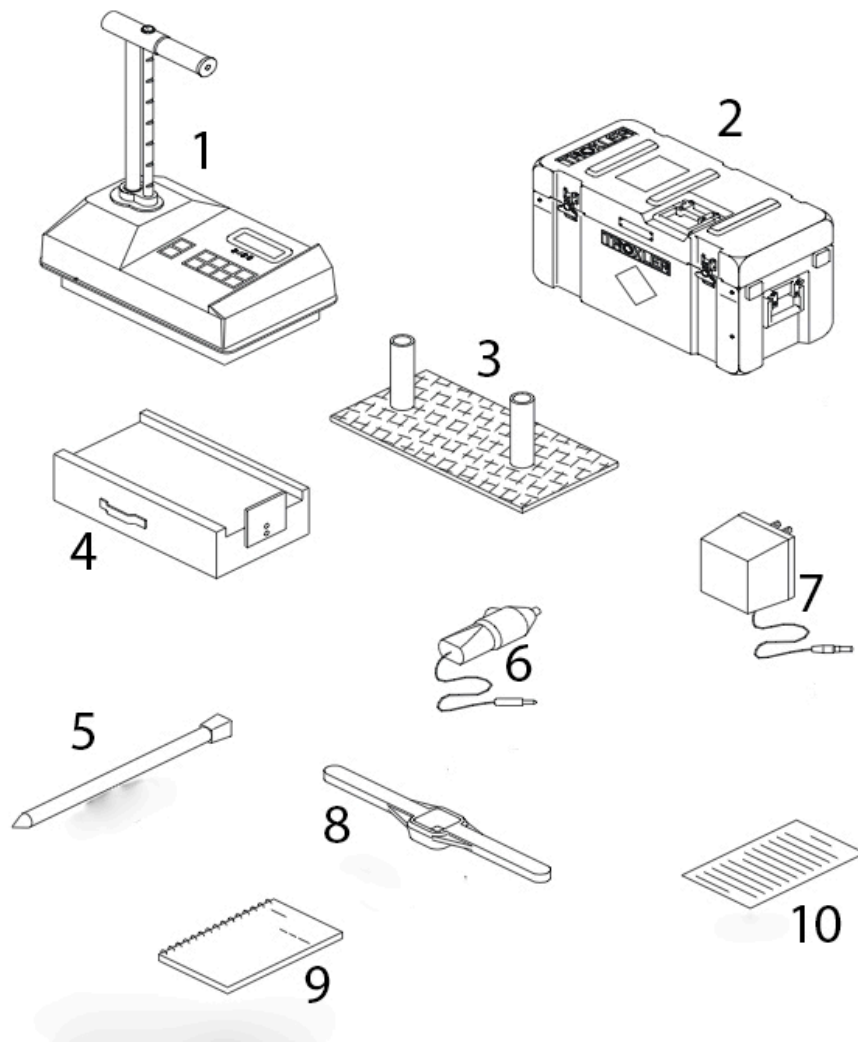


Figura 2.19 - Esquema de transmissão de radiação do GD (Meehan *et al.*, 2011)

Tal como se referiu, o GD é um aparelho de medição radioativa, o qual pode utilizar uma vareta que pode ser cravada até 30 cm de profundidade (Troxler, 2006). Na Figura 2.20 apresentam-se os componentes que constituem um GD e na Figura 2.21 mostra-se o ponteiro utilizado para abrir o furo no material, de modo a introduzir a haste de medição.



- 1- **Aparelho de Medição:** é um instrumento portátil que contém todos os módulos eletrónicos, baterias, detetores e fontes radioativas.
- 2- **Caixa de Transporte:** é um recipiente concebido para o transporte do calibre e respetivas peças.
- 3- **Guia da Haste de Medição:** é utilizada para preparar o local de ensaio e ajuda a guiar a haste no solo.
- 4- **Bloco de Calibração:** fornece um material de referência uniforme para ajuste, de modo a compensar a deterioração da fonte.
- 5- **Ponteiro:** é utilizada para preparar um furo para uma leitura de transmissão direta.
- 6- **Adaptador de Carregador CC (12 VCC)**
- 7- **Carregador AC (115/230 VAC 50/60 Hz)**
- 8- **Ferramenta de Extração:** fornece um meio de remoção da haste de perfuração do material de teste após o uso.
- 9- **Manual de Operador**
- 10- **Certificado de Origem**

Figura 2.20 – Componentes do gamadensímetro (adaptado de Troxler, 2006).



Figura 2.21 - Ponteiro para perfuração do solo

A variabilidade dos resultados obtidos com GD pode ser elevada, pelo que é importante aferir os valores obtidos com métodos mais tradicionais, como o da garrafa de areia, de modo a melhorar a qualidade do controlo (Meehan *et al.*, 2011).

Podem apontar-se as seguintes vantagens e desvantagens à utilização do GD (Meehan *et al.*, 2011; Terzi *et al.*, 2012):

Vantagens

- Fácil e simples de transportar;
- Permite obter resultados de forma imediata;
- Só necessita de um operador.

Desvantagens:

- Tem de ter um operador especializado;
- Utiliza radiação gama, tornando a sua utilização perigosa, exigindo cuidados redobrados;
- Necessita de licença especial para uso de equipamento radioativo.

2.5.3. Indicador de Qualidade do Pavimento (IQP)

O Indicador de Qualidade de Pavimentos (Figura 2.22) determina rapidamente e com uma precisão aceitável a temperatura, a baridade e o teor em água das camadas betuminosas do pavimento, de 25 a 100 mm de profundidade (Tranch Teck, 2002).

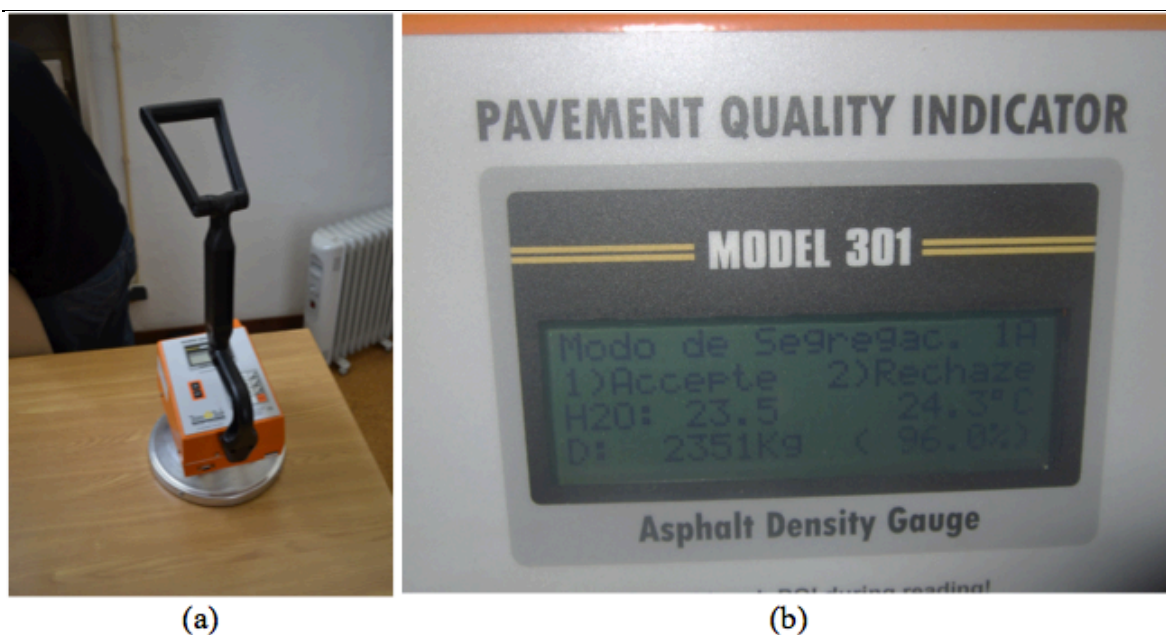


Figura 2.22 – IQP (a) Vista geral do IQP (b) Monitor do IQP

O IQP é um equipamento não nuclear que opera com base no princípio da medição das alterações no campo elétrico que resultam da introdução de um não-condutor, conhecido por dielétrico, por exemplo, o material betuminoso. A diminuição do campo elétrico pela existência do dielétrico pode ser caracterizada pela constante dielétrica. Por essa razão, é necessário medir a magnitude do campo elétrico. À medida que a mistura betuminosa é compactada, a sua baridade aumenta, uma vez que a razão entre o volume de ar e dos restantes componentes vai diminuindo, dando origem a alterações na constante dielétrica do sistema. A alteração da constante dielétrica causa alterações no sinal elétrico. A alteração do sinal elétrico está relacionada com a alteração da baridade do material (Kvasnak *et al.*, 2007).

Na Figura 2.23 é mostrado de forma esquemática o funcionamento do IQP. O equipamento calcula a baridade, corrigindo os valores medidos em função da humidade da superfície e da sua temperatura. Esta ação corretiva automática fornece leituras mais realistas sob condições variáveis, sem a necessidade de ajustes manuais complicados (Tranch Teck, 2002; Kvasnak *et al.*, 2007).

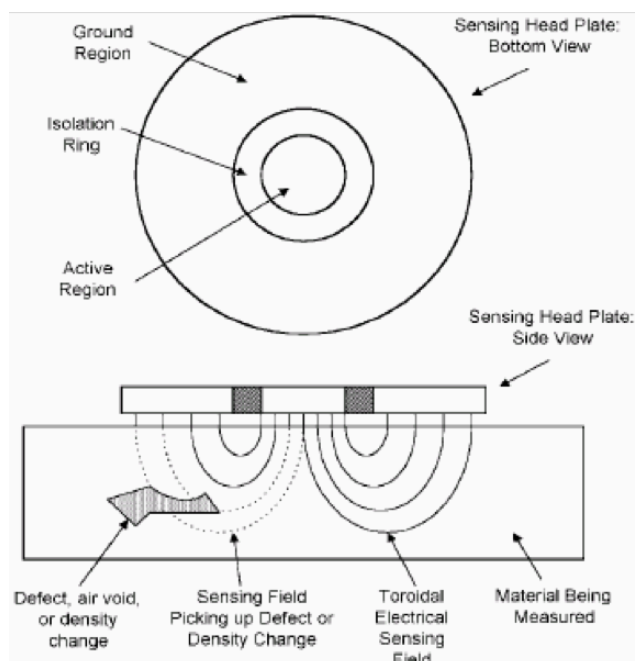


Figura 2.23 - Esquema de transmissão de ondas do IQP (Tranch Teck, 2002)

O IQP (Figura 2.24) tem um peso de 12,25 kg e só funciona com temperaturas ambientes de -7° a 43°C , podendo medir a baridade da camada betuminosa até a uma temperatura de 175°C . O equipamento é fornecido com uma caixa para transporte e com um carregador que permite ter uma autonomia de até 12 horas em trabalhos de campo (Trans Tech, 2002).

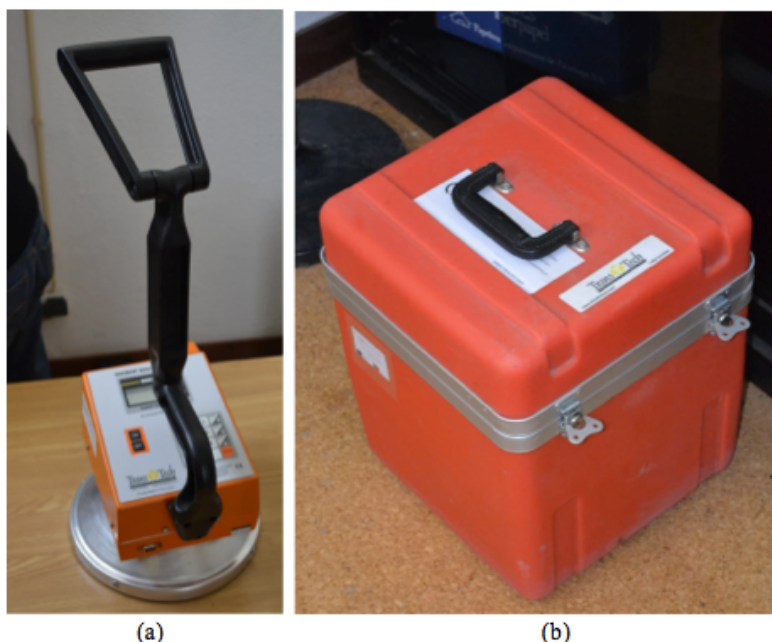


Figura 2.24 – (a) IQP (b) Caixa de transporte

A realização de um ensaio com o IPQ é muito simples:

- Introduzir a espessura da camada betuminosa, em milímetros;

- Caso seja considerado útil, introduzir informação extra, como a data do ensaio, a temperatura do ar e valores do ensaio de Marshall, para o aparelho considerar no cálculos que efetua;
- Efetuar medições no pavimento, premindo o botão *Start*.

Existem vários factores que podem influenciar os resultados obtidos com o IPQ, devendo, por isso, ser recolhidos em cada caso. Resumem-se abaixo os principais (Wiles *et al.*, 2010):

- Tempo decorrido desde a compactação da camada betuminosa;
- Profundidade de medição pretendida;
- Tipo de camada a ensaiar;
- Tipo de material da camada subjacente à camada betuminosa;
- Temperatura do pavimento;
- Temperatura ambiente;
- Humidade do ambiente;
- Método de calibração do IQP utilizado;
- Baridade da camada betuminosa determinada sobre provetes recolhidos no pavimento.

Como acontece geralmente para os aparelhos utilizados nas áreas tecnológicas, existe um leque de vantagens e desvantagens à utilização do IQP:

Vantagens:

- Fácil e simples de transportar;
- Pode obter-se valores no instante de realização dos ensaios;
- Não necessita de um operador especializado;
- Não necessita de licença para utilização de equipamento radioativos;
- Tem uma autonomia para cerca de 12 horas.

Inconvenientes:

- Há ainda pouca experiência de utilização;
- A qualidade dos resultados depende muito da bondade da calibração conseguida.

2.6. Correlações Entre Resultados Obtidos com o DIL, o GG e o CPD

Tendo em conta que os equipamentos utilizados neste trabalho permitem caracterizar os materiais com base em diferentes parâmetros, tem interesse dispor de correlações entre os resultados obtidos com cada um deles, e/ou com parâmetros determinados em laboratório, de modo a comparar parâmetros diferentes, obtidos em condições distintas. Alguns estudos, descritos na bibliografia, têm permitido chegar a correlações do tipo das referidas, apresentando-se nos parágrafos seguintes alguns exemplos.

O estudo realizado por Nazzal (Nazzal, 2003) analisou as relações entre o módulo de deformabilidade medido com o DIL e com o GG, o CBR e o índice CPD, de solos coesivos, granulares e estabilizados com cal e com cimento. Apresentam-se de seguida os resultados das análises de regressão efetuadas por aquele autor.

Na Figura 2.25 representa-se a expressão obtida para relacionar o módulo de deformabilidade, determinado com o GG (E_{GG}), com o CBR dos materiais, determinado em laboratório, bem como o fator de determinação calculado. A expressão é válida para $40,8 < E_{GG} < 184,11 \text{ MPa}$.

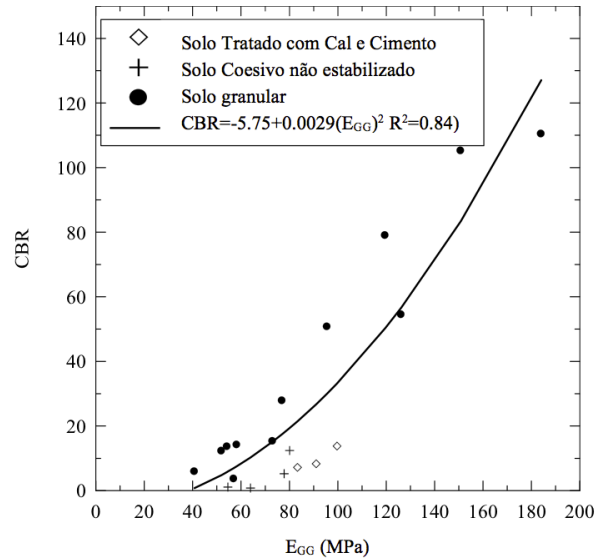


Figura 2.25 – Correlação entre o módulo de deformabilidade (E_{GG}) e o CBR (Nazza, 2003)

Na Figura 2.26 mostra-se a expressão obtida para relacionar o módulo de deformabilidade, determinado com DIL (E_{DIL}), com o CBR dos materiais, determinado em laboratório, e o respetivo fator de determinação. A expressão é válida para $12,5 < E_{DIL} < 174,5 \text{ MPa}$.

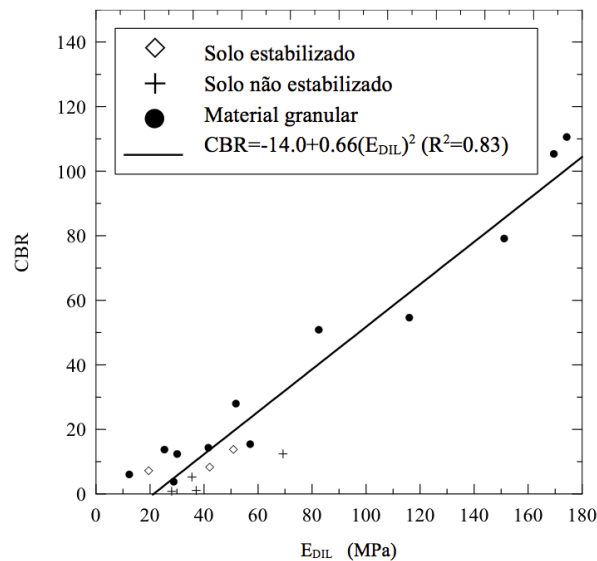


Figura 2.26 – Correlação entre o módulo de deformabilidade (E_{DIL}) e o CBR (Nazza, 2003)

Na Figura 2.27 pode observar-se o andamento da curva que relaciona o índice do CPD (ICPD) com o CBR, verificando-se que a mesma tem um traçado semelhante à obtida por Webster *et al.* (1992), citado por Nazzal (2003). A expressão é válida para $6,31 < ICPD < 66,67 \text{ mm/pancada}$.

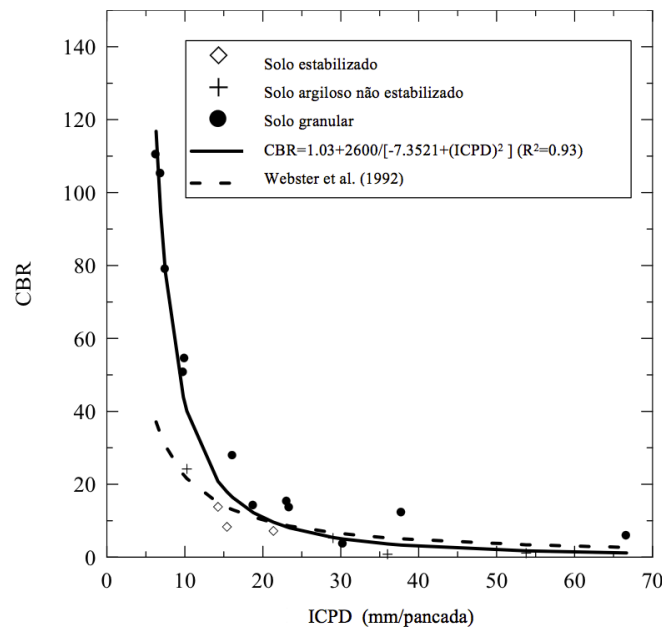


Figura 2.27 – Correlação entre o ICPD e o CBR (Nazzal, 2003)

A expressão (2.15), representada graficamente na Figura 2.28, relaciona o ICPD com os valores de módulo obtidos com DIP sobre solos lateríticos (George *et al.*, 2009). Nos ensaios com DIL utilizaram uma massa de 10 kg, com queda de 800 mm de altura, e uma placa de carga com 140 mm de diâmetro.

$$E_{DIL} = 162,48 \times (IDCP)^{-0,6397} [R^2=0,73] \quad (2.15)$$

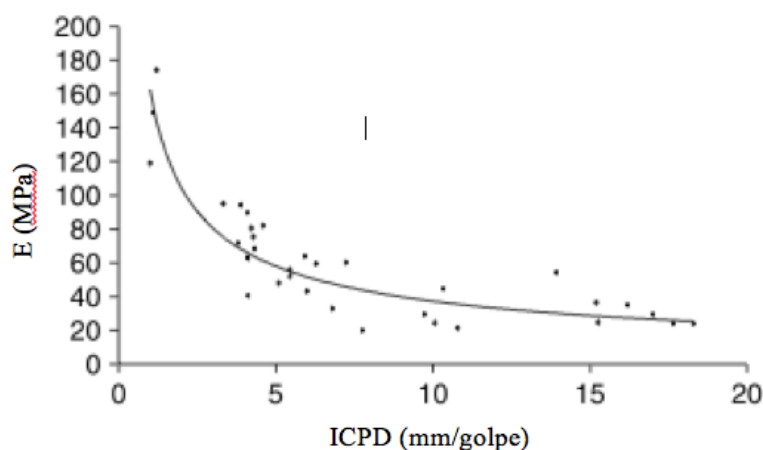


Figura 2.28- E vs ICPD (George *et al.*, 2009)

Na Figura 2.29 faz-se o cotejo entre os resultados de módulo de deformabilidade obtidos, por Nazzal (2003), com o DIL e com o GG em vários tipos de materiais, tal como se indica no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Constituição das camadas ensaiadas (Nazza, 2003)

Ponto de ensaio	Camada ensaiada e material constituinte	Espessura da camada (cm)
12+530	Base granular de material calcário britado	20
12+650		
15+800		
173+68	Base tratada com cimento	25
319+00	Sub-base tratada com cimento	30
319+10		
503+90	Sub-base tratada com cal	30
504+00		
504+10		

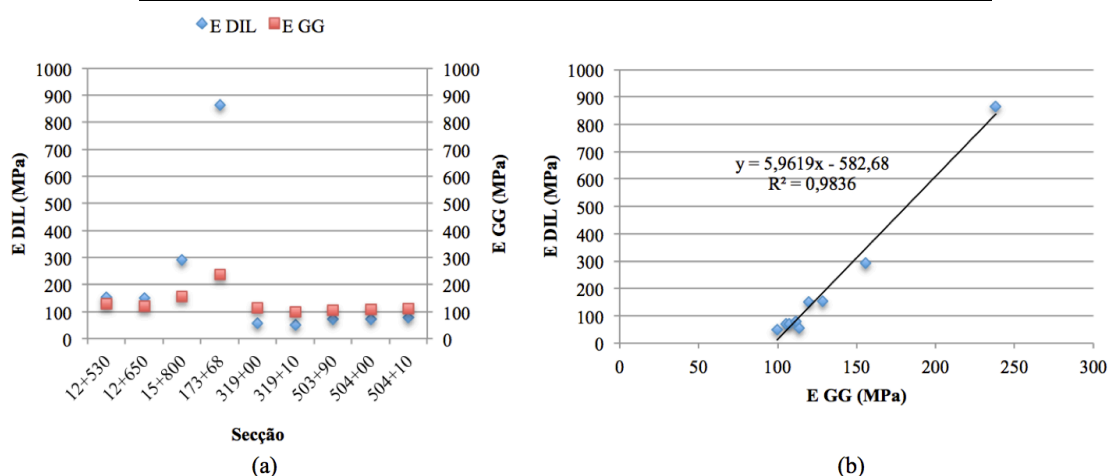


Figura 2.29 – Cotejo de módulos obtidos com o DIL e o GG (a) Valores (b) Correlação

Como se pode ver na Figura 2.29 os resultados obtidos pelo DIL e pelo GG têm uma boa correlação, com um valor de R^2 elevado.

Nazza (2003) construiu ainda trechos experimentais num local distinto, representando-se na Figura 2.30 os valores do módulo obtidos com o DIL e o GG em camadas de solo estabilizado com cimento. Na Figura 2.31 representam-se os valores de módulo obtidos com o GG, os quais são comparados com os obtidos pela expressão (2.14) estabelecida por Chen *et al.* (2005), para relacionar o módulo de deformabilidade com os resultados do ICPD.

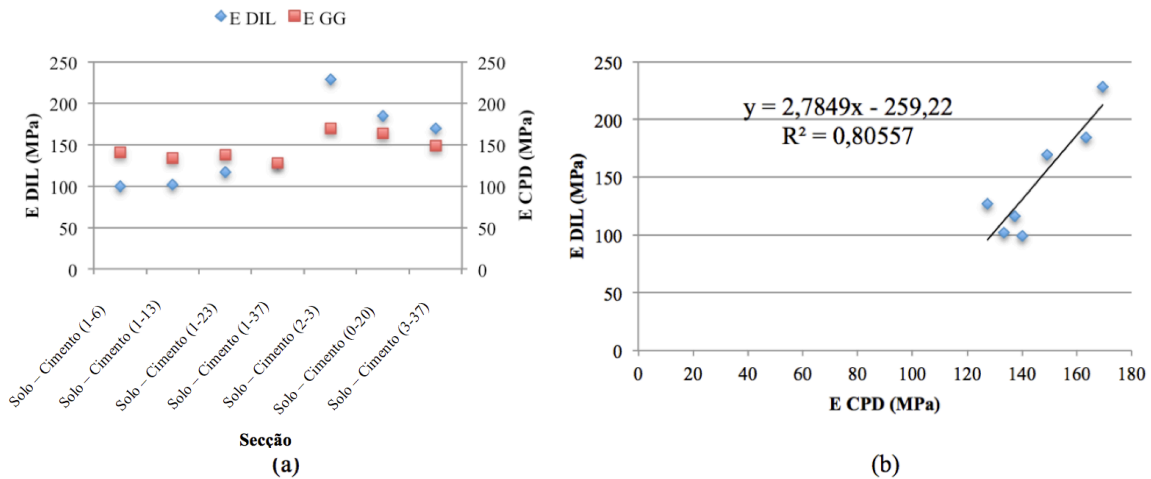


Figura 2.30 – Módulos de deformabilidade obtidos com o DIL e o GG em solo estabilizado com cimento (a) Valores dos módulos nos diferentes pontos de ensaio (b) Correlação entre os módulos medidos com os dois equipamentos

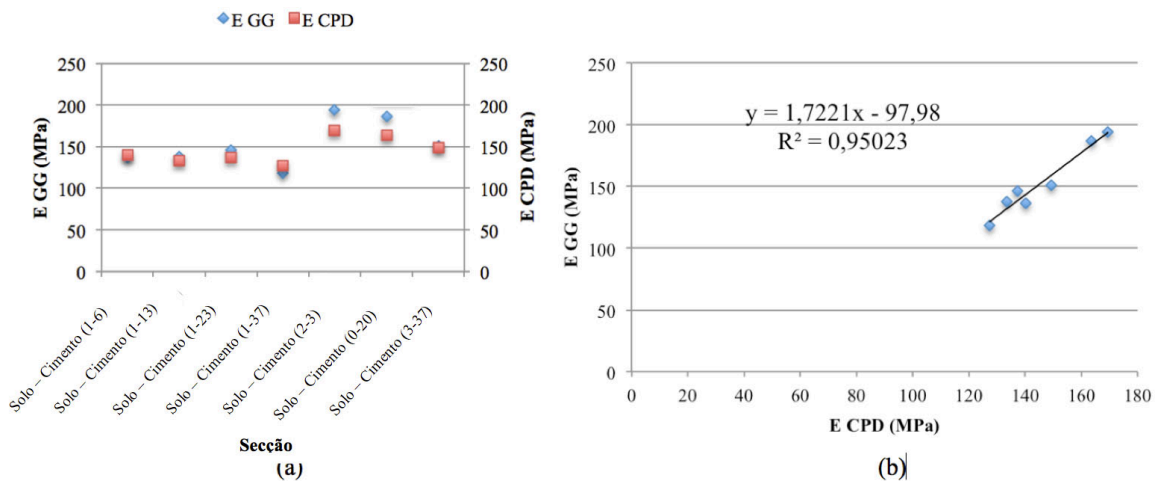


Figura 2.31 – Módulos de deformabilidade obtidos com o GG e calculados pela expressão (2.14) a partir do ICPD em solo estabilizado com cimento (a) Valores do módulo (b) Correlação entre os módulos obtidos através dos dois equipamentos

Como pode ver-se pelas figuras 2.30 e 2.31, as correlações entre os módulos obtidos pelo DIL, pelo GG e calculados a partir do ICPD são boas, com valores de R^2 consideravelmente elevados, para valores de módulo entre 100 e 250 MPa.

2.7. Considerações Finais

Os equipamentos selecionados no presente trabalho para avaliação do comportamento de estruturas rodoviárias foram o geogauge (GG), o defletómetro de impacto ligeiro (DIL), e o densímetro elétrico (DE), tendo sido utilizados complementarmente o cone de penetração dinâmica (CPD), o gamadensímetro (GE) e o indicador de qualidade de pavimentos (IQP).

Todos aqueles aparelhos, sendo portáteis, são de utilização relativamente fácil, podendo fazer-se ensaios em vários pontos com rapidez, e em locais inacessíveis para muitos dos aparelhos mais pesados.

Em particular, o DIL permite simular diferentes condições de carregamento, variando os parâmetros de ensaio como a massa, a altura de queda, o número de amortecedores e também a dimensão da placa de carga. Mesmo sendo um equipamento ligeiro, o DIL pode obter uma deformada em três pontos a partir do ponto central de carregamento. Apesar disso, em uma capacidade de aplicação de carga limitada e, consequentemente, apenas pode utilizar-se em estruturas ligeiras de pavimentos rodoviários.

O DE utiliza sinais elétricos que atravessam o solo, viajando entre as estacas do equipamento cravadas no solo. Este aparelho exige um processo de calibração pouco prático, o que condiciona muito a sua utilidade no controlo da compactação.

O CPD é um aparelho de penetração no solo, de utilização bastante simples. Relaciona o número de pancadas e a correspondente penetração com o CBR do material ensaiado, tendo uma aplicação muito frequente em termos internacionais.

O GD é um aparelho radioativo, sendo necessário muito cuidado ao utilizá-lo por razões de segurança. Contudo, tem uma boa precisão de resultados e há bastante experiência na sua utilização. O processo de calibração é relativamente simples, produzindo valores adequados para o controlo de qualidade de obras de pavimentação, no que se refere às propriedades relacionadas com a compactação dos materiais.

O IQP, ao contrário do GE, não é radioativo, sendo utilizado em camadas betuminosas para avaliar a sua baridade durante e após a compactação, permitindo comparar os valores medidos com outros de referência obtidos em laboratório, por exemplo, através da realização do método de Marshall.

3. MODELO FÍSICO DO PAVIMENTO E CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS

3.1. Descrição do Modelo Físico e do Processo Construtivo

O estudo desenvolvido neste documento tem como objetivo avaliar equipamentos de baixo custo e não destrutivos para avaliar a sua eficácia no controlo de qualidade *in situ* de materiais de pavimentação rodoviária. Para isso, foi necessário construir um protótipo de um pavimento com $2,00 \times 1,50 \text{ m}^2$, constituído por duas estruturas diferentes, com uma espessura total de 29 cm, apresentadas na Figura 3.1. As estruturas são constituídas por uma fundação, cujo solo do leito é igual ao subjacente. Uma das estruturas é formada por 20 cm de camada granular e 9 cm de camada betuminosa, sendo a outra constituída por 20 cm de solo estabilizado com cimento e 9 cm de camada betuminosa.

Camada Betuminosa	Camada Betuminosa	9 cm
Camada Solo Estabilizado com Cimento	Camada Granular	20 cm
Fundação	Fundação	∞

Figura 3.1 – Estruturas do modelo físico

O estudo experimental foi desenvolvido no *campus* do ISEC, tendo-se escolhido um local que permitisse o acesso do equipamento para compactação e a caracterização do solo local (Figura 3.2).



Figura 3.2 – Vista geral do local escolhido para a construção do modelo físico

Antes da construção do modelo fez-se uma escavação com cerca de 60 cm de profundidade para a construção do pavimento e para facilitar o acesso do cilindro de compactação, como mostra na Figura 3.3. A estrutura do pavimento foi construída sobre a superfície resultante da escavação do solo existente, o qual foi utilizado como fundação, após escarificação e compactação da camada superficial de 20 cm.



Figura 3.3 – Compactação do solo de fundação com cilindro

O solo tinha um teor em água natural de 7,8%, o que era próximo do ótimo (7,7%), tendo-se optado por não regar, nem deixar secar mais, antes da compactação. A compactação foi realizada com a sucessiva passagem dum cilindro vibrador de 2 rolos, com 350 kg de massa total. A compactação decorreu com 10 passagens do cilindro, usando a sua máxima potência de vibração (frequência de 60 Hz e amplitude de 0,35 mm).

A segunda fase consistiu na construção de uma camada com 20 cm de espessura. Em metade da área do modelo colocou-se uma camada de material granular calcário britado, e na outra metade construiu-se uma camada de solo estabilizado com 4% de cimento (Figura 3.4).

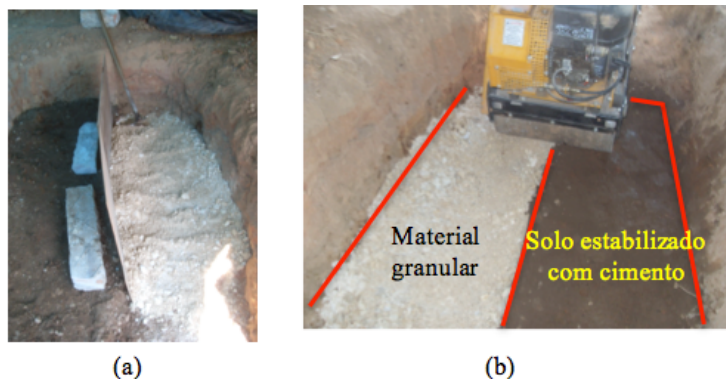


Figura 3.4 – Fase da construção das camadas de solo estabilizado e de material granular:
(a) colocação do material; (b) fase final após a compactação

A terceira e última fase da construção foi a execução da camada betuminosa. Antes do espalhamento e compactação do material betuminoso, produzido numa central e colocado aproximadamente a 150 °C, fez-se uma rega de impregnação com uma emulsão betuminosa do tipo C60BF5 IMP (Figura 3.5)



Figura 3.5 – Fase de construção da camada betuminosa

3.2. Caracterização dos Materiais Utilizados

3.2.1 Solo de fundação

O solo de fundação foi caracterizado em laboratório através de ensaios convencionais, de modo a que, numa fase mais adiantada da avaliação *in situ* do modelo físico, fosse possível cotejar os parâmetros obtidos em laboratório com os medidos no modelo físico. Realizaram-se os seguintes ensaios: análise granulométrica, ensaio de compactação, determinação de limites de consistência, e CBR (*California Bearing Ratio*).

3.2.1.1. Análise granulométrica

A análise granulométrica foi efetuada de acordo com o procedimento indicado na especificação do LNEC E 196 (LNEC, 1966 a). A curva granulométrica do solo está apresentada na Figura 3.6. Nos Quadros 3.1 e 3.2 resumem-se os valores obtidos para a granulometria do solo, incluindo a análise por sedimentação.

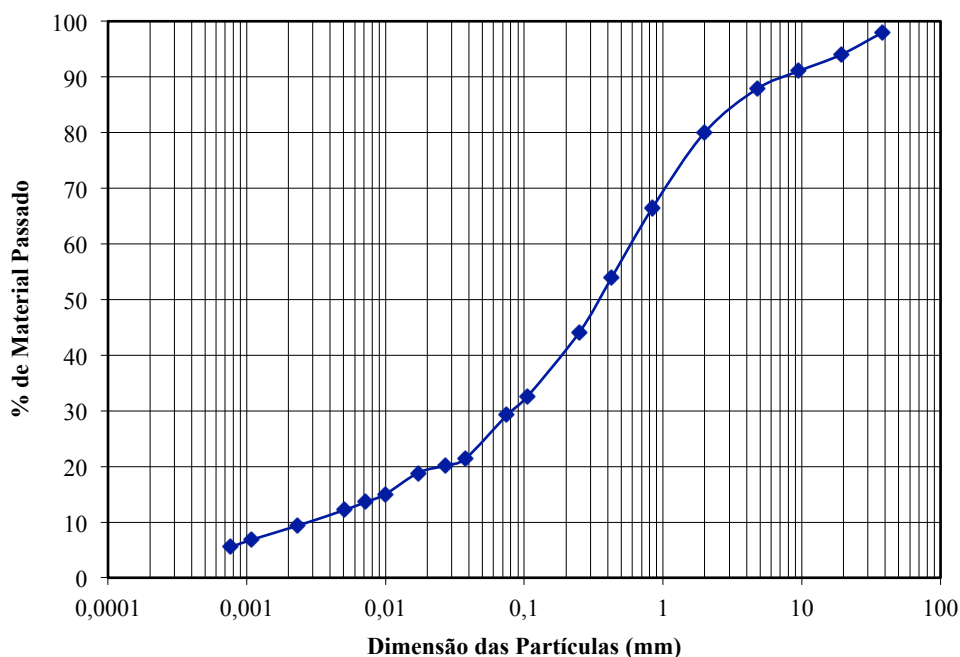


Figura 3.6 – Curva granulométrica do solo de fundação

Da análise granulométrica verifica-se que o solo tem uma granulometria contínua, com uma percentagem de finos considerável (29%). Além disso, o solo contém cerca de 9% de partículas de argila, 20% de silte, 51% de areia e 20% de cascalho.

Quadro 3.1 – Análise granulométrica do solo por peneiração

Peneiração										
Peneiros	1 1/2"	3/4"	3/8"	4	10	20	40	60	140	200
Dimensão (mm)	38,1	19,1	9,52	4,76	2	0,84	0,425	0,25	0,106	0,075
% de Material passado	98	94	91	88	80	66	54	44	33	29

Quadro 3.2 – Análise granulométrica do solo por sedimentação

Sedimentação									
Dimensão das partículas (mm)	0,0377	0,0268	0,0172	0,01	0,0071	0,0051	0,0023	0,0011	0,0008
% de Material com dimensão inferior à indicada	21	20	19	15	14	12	9	7	6

3.2.1.2. Compactação Proctor

O ensaio de compactação (ensaio de Proctor) seguiu a especificação do LNEC E 197 (LNEC, 1966 b). O ensaio foi realizado com compactação pesada e molde pequeno. A curva do ensaio encontra-se representada na Figura 3.7, a qual corresponde aos valores da baridade seca do solo obtidos para teores em água entre 4 e 12%.

Da análise da curva de compactação verifica-se que o solo tem um teor ótimo em água de 7,7%, o qual corresponde a uma baridade seca máxima de 1,85 g/cm³.

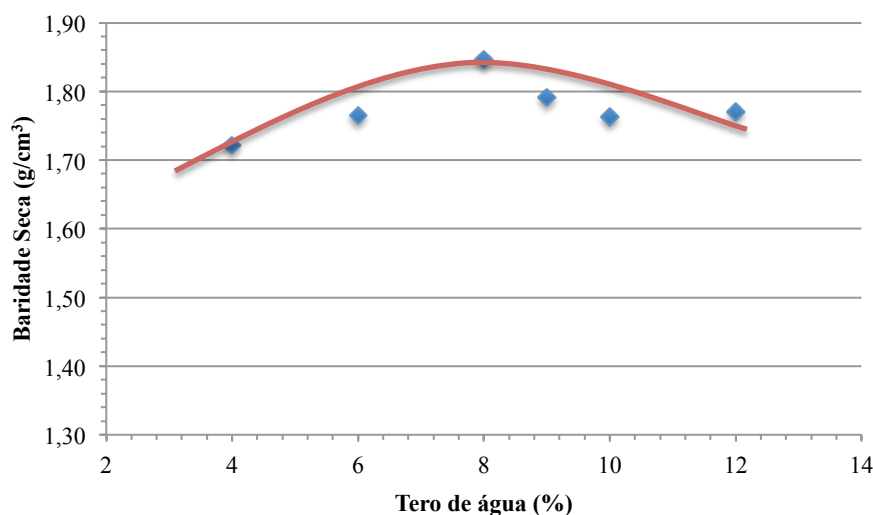


Figura 3.7 – Curva de Compactação Proctor do solo

3.2.1.3. Limites de consistência

A caracterização da consistência do solo de fundação para vários teores em água baseou-se na determinação do limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP) e índice de plasticidade (IP) pela Norma Portuguesa NP 143 (IGPAI, 1969). Nas Figuras 3.8 e 3.9 apresentam-se os resultados que permitiram obter o LL do solo, determinado através da NP 143 e da Norma Britânica BS 1377 (BSI, 1990). No primeiro caso o LL corresponde ao teor em água do solo para 25 golpes da concha de Casagrande, obtido através da curva *teor em água – N° de golpes*. No caso da norma Britânica, o LL corresponde ao teor em água relativo a uma penetração de 20 mm do cone penetrómetro na superfície da amostra de solo.

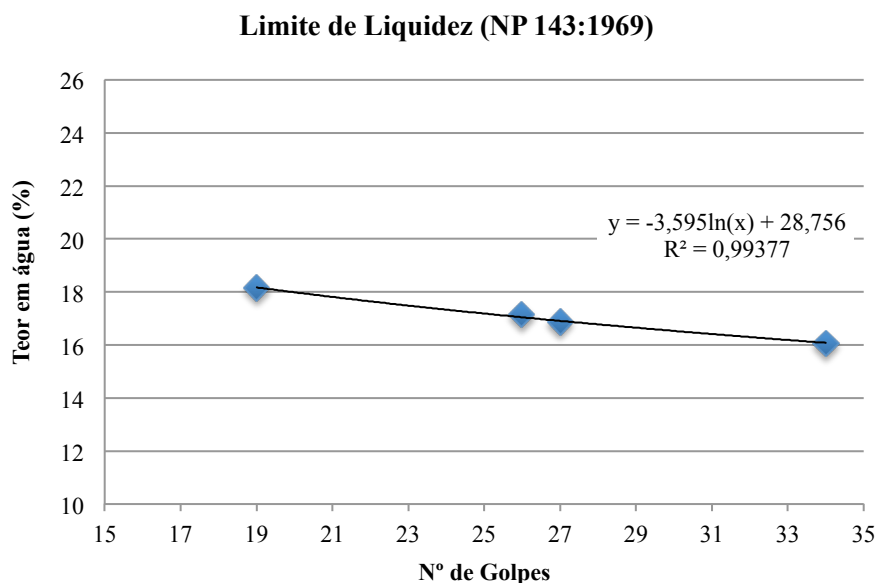


Figura 3.8 – Variação do teor em água com o nº de golpes na concha de Casagrande para determinação do LL de acordo com NP 143: 1969

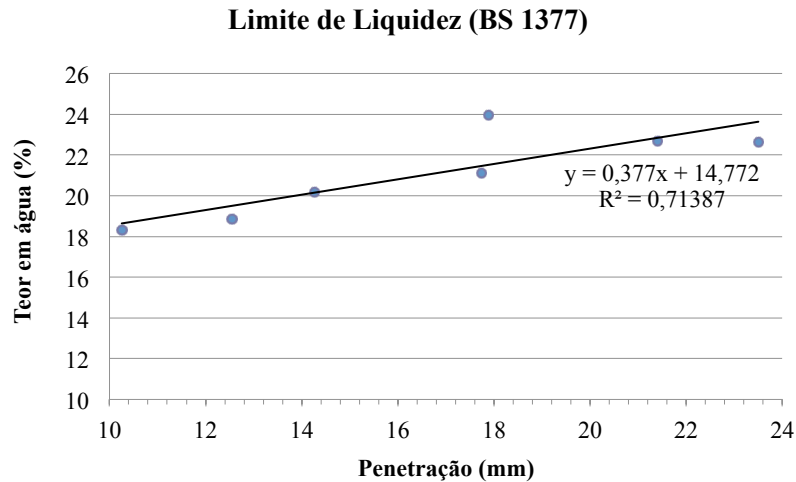


Figura 3.9 – Variação do teor em água com a penetração do cone para determinação do LL de acordo com BS 1377

No Quadro 3.3 apresentam-se os valores do LL obtidos pelas duas metodologias, verificando-se que os resultados são ligeiramente diferentes.

Quadro 3.3 – Valores do limites de liquidez do solo

NP 143: 1969	BS 1377
17%	22%

Não se conseguiu determinar o LP do solo utilizado, pelo que o mesmo pode designar-se Não-Plástico (NP).

3.2.1.4. Densidade das partículas

A determinação da densidade das partículas foi efetuada pelo procedimento indicado na Norma Portuguesa NP-83 (IGPAI, 1965), tendo-se obtido um valor médio para a densidade das partículas de 2,65 g/cm³.

3.2.1.5. CBR

Para a caracterização da resistência do solo em laboratório recorreu-se ao ensaio de CBR, seguindo o procedimento indicado na especificação LNEC E 198 (LNEC, 1967), o qual considera um período de embebição em água antes da realização do ensaio. Os provetes submetidos a ensaio foram compactados no molde de CBR, com o teor ótimo em água de 7,7%, tendo sido mantidos em embebição durante 96 horas. Ensaíram-se duas amostras, cujos resultados se representam na Figura 3.10. Os valores de CBR medidos em cada um dos provetes e o seu valor médio resumem-se nos Quadros 3.4 (sem correção da concavidade da curva indicada na Especificação LNEC E 198) e 3.5 (com correção da concavidade da curva).

Quadro 3.4. – Valores do CBR do solo sem correção da curva

	Penetração (mm)	Força (kN)	CBR (%)
Provete 1	5,01	4,43	26,7
Provete 2	5	7,95	39,1
Média			32,9

Quadro 3.5. – Valores do CBR do solo com correção da curva

	Penetração (mm)	Força (kN)	CBR (%)
Provete 1	7,01	12,73	62,9
Provete 2	7	8,89	44,2
Média			53,55

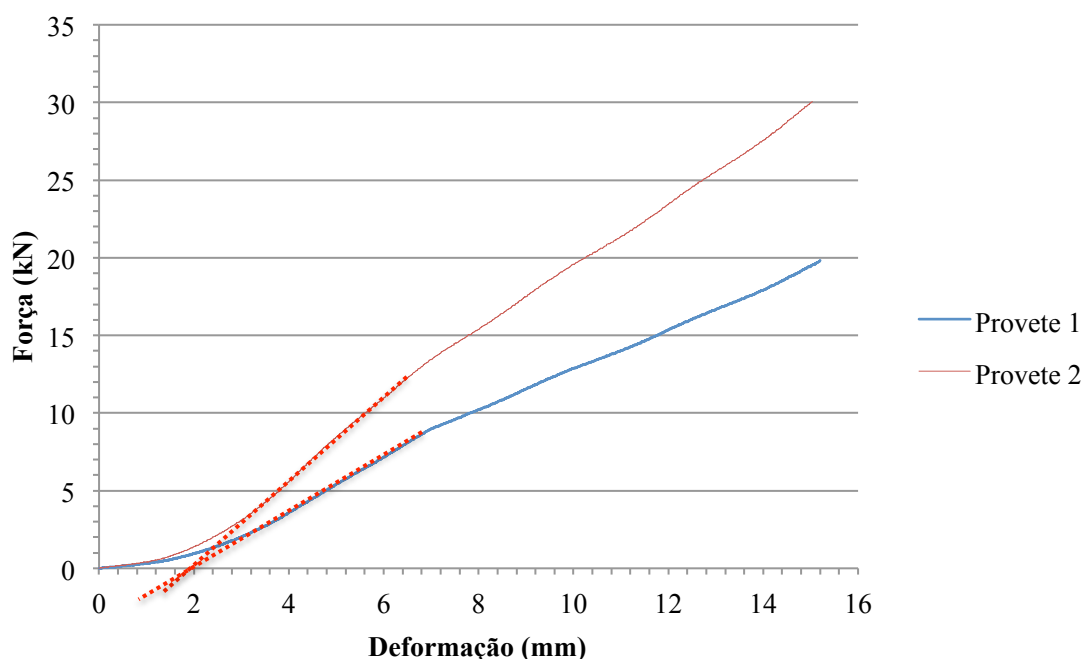
CBR (LNEC E 198:1967)

Figura 3.10 – Curva de ensaio para determinação do CBR do solo

Tal como é explicado na Especificação LNEC E 198, a curva apresenta normalmente convexidade voltada para cima. Contudo, por vezes o troço inicial apresenta convexidade voltada para baixo, e neste caso torna-se necessário fazer uma correção traçando uma tangente à curva no ponto de inflexão, de modo que o ponto de intersecção da tangente com o eixo das penetrações passe a constituir a nova origem, como está exemplificado na Figura 3.10.

Dada a variação dos resultados obtidos nos dois ensaios, optou-se por considerar, do lado da segurança, os valores obtidos sem correção da curva, apresentados no Quadro 3.4.

3.2.1.6. Classificação do solo

O solo tem uma classificação A-2-4 (0) pela classificação para fins rodoviários, cujo procedimento está descrito na especificação LNEC E 240 (LNEC, 1970). Pode descrever-se como um solo de seixo e areia siltosos ou argilosos. Segundo a classificação unificada cujo procedimento está descrito na norma ASTM D 2487 (ASTM, 1985), o solo é classificado como SM, podendo descrever-se como uma areia siltosa. Geralmente, apresenta uma trabalhabilidade razoável, quando compacto e saturado tem compressibilidade baixa, resistência ao corte boa, e características semipermeáveis a impermeáveis quando compactado.

3.2.2. Solo Estabilizado com Cimento

Para que fosse possível estudar as potencialidades dos vários equipamentos disponíveis na avaliação *in situ* de camadas constituídas por diferentes tipos de materiais, optou-se por construir também uma camada em solo estabilizado com cimento. Para isso, e por razões práticas, utilizou-se o solo de fundação disponível, embora este apresentasse boas características no seu estado natural, designadamente para constituir diretamente uma fundação de pavimento.

Segundo a especificação LNEC E 243 (LNEC, 1971) os solos que têm melhores características para serem estabilizados devem ter uma granulometria adequada, limites de consistência dentro de determinada gama de valores, e propriedades químicas adequadas, tais como a ausência de matéria orgânica e de sulfatos. A referida especificação estabelece em concreto as características que um solo a estabilizar com cimento deve possuir:

- Estar isento de raízes ou de qualquer substância prejudicial ao cimento;
- Possuir teores máximos em matéria orgânica, da ordem de 2%, e de sulfatos da ordem de 0,2%;
- Apresentar percentagens de material passado nos peneiros ASTM de 50 e 4,75 mm iguais ou superiores a 80 e 45%, respetivamente;
- Ter um valor do limite de liquidez igual ou inferior a 45%.

Como se mostrou acima, o solo disponível cumpre genericamente as propriedades referidas na especificação, pelo que é adequado para estabilizar com cimento.

Uma vez que o objeto do trabalho era a apreciação do uso de equipamentos de avaliação *in situ* e não o estudo aprofundado dos materiais, optou-se por não proceder à formulação do solo tratado com cimento. Assim, foi utilizado um teor em cimento de 4%, o que corresponde ao limite inferior da quantidade de cimento habitualmente utilizada no tipo de solo disponível. Procurou-se, assim, dispor de uma camada de solo estabilizada que não fosse exageradamente rígida, tendo em conta o reduzido nível de carga que um equipamento como o DIL utilizado tem capacidade para aplicar.

3.2.2.1. Compactação Proctor

Tal como para o solo natural, para o solo estabilizado com cimento os provetes foram moldados no molde de compactação pequeno e efetuou-se uma compactação pesada, de acordo com a especificação LNEC E 197 (LNEC, 1966 b). Como se referiu,

incorporou-se cimento na mistura com o solo, numa percentagem de 4% relativamente à massa total das amostras. A curva de compactação obtida é a que se representa na Figura 3.11, a qual permite verificar que a baridade seca máxima do material é de $1,83 \text{ g/cm}^3$, a qual correspondeu a um teor ótimo em água de 8,7%.

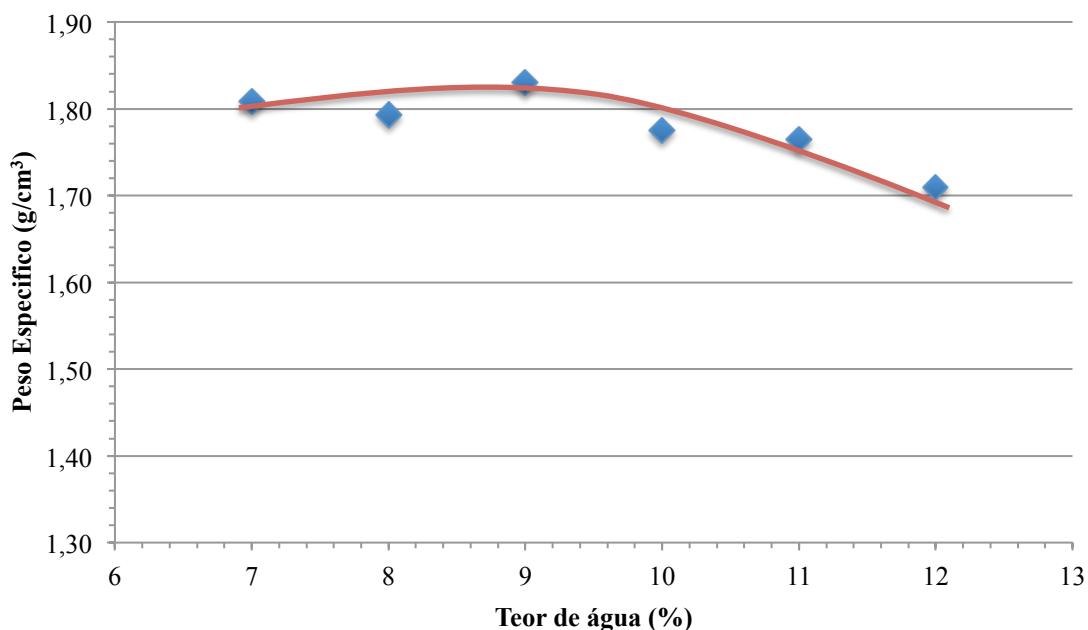


Figura 3.11 – Curva de compactação Proctor do solo estabilizado com cimento

3.2.2.2. CBR do solo estabilizado com cimento

A medição do CBR em laboratório seguiu o modo operatório indicado na Norma Francesa NF P94-078 (AFNOR, 1978). Determinou-se o CBR imediato, ou seja, sem imersão antes do ensaio e sem a utilização de placas de sobrecarga durante a penetração do material com o pistão metálico. Foram ensaiados dois provetes e obteve-se um valor médio de 57%, ou seja, cerca de 20% mais elevado que o determinado para o solo natural sem correção da curva.

3.2.2.3. Ensaios de compressão axial e de tração indireta

Determinou-se também a resistência do solo estabilizado com cimento em ensaios de compressão uniaxial e em ensaios de tração indireta sobre provetes cilíndricos, de modo a cotejar os valores medidos com os requisitos habitualmente exigidos nos cadernos de encargos. As especificações seguidas para a avaliação destes parâmetros foram a especificação LNEC E 197 (LNEC, 1966) e a Norma Brasileira NBR 12.253 (ABNT, 1992).

A compactação dos provetes foi feita com recurso a um compactador Proctor, utilizando a massa e a altura de queda referentes à compactação pesada, em molde pequeno, tendo-se compactado a amostra em 5 camadas, com a aplicação de 25 pancadas em cada camada (Figura 3.12).

Produziram-se nove provetes cilíndricos com uma altura de 117mm e um diâmetro de 102mm, com cerca de 2000g de solo, produzidos com um teor em água de 8,7% (teor ótimo) e uma percentagem de 4% de Cimento Portland do Tipo II 42,5 R.

Após a compactação, os provetes foram desmoldados, protegidos com sacos de plástico para reduzir a perda de água durante o processo de cura e colocados numa câmara climática, à temperatura de 20°C e com uma humidade relativa do ar de 50% (Figura 3.13).

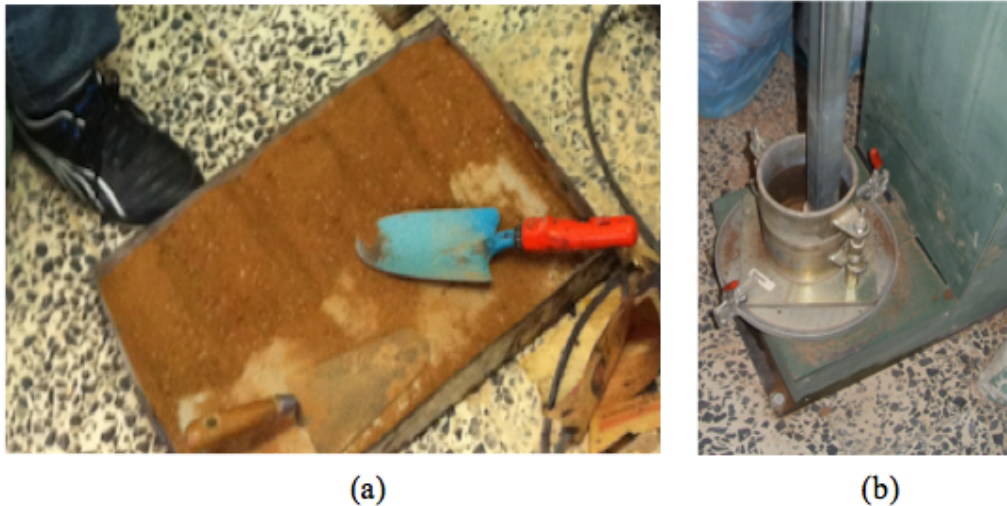


Figura 3.12 – Compactação do solo estabilizado com cimento (a) divisão da amostra em 5 partes (b) compactação de provete



Figura 3.13 – Provetes protegidos com sacos de plástico durante o período de cura na câmara climática

Para cada um dos tipos de ensaio, foram produzidos nove provetes, os quais foram divididos em três conjuntos de três unidades cada um, tendo-se ensaiado o primeiro grupo no próprio dia da moldagem (idade de zero dias). O segundo e o terceiro grupos foram ensaiados com 7 e 28 dias de idade, respetivamente. Todos os provetes foram mantidos na câmara climática, nas condições referidas, até ao momento do ensaio.

Os dois tipos de ensaios foram realizados numa prensa, tendo-se medido a força aplicada com uma célula de carga de 20 kN. A velocidade de aplicação de carga foi de 1mm/min. Na Figura 3.14 mostram-se imagens ilustrativas da realização dos ensaios referidos e os provetes após os ensaios.

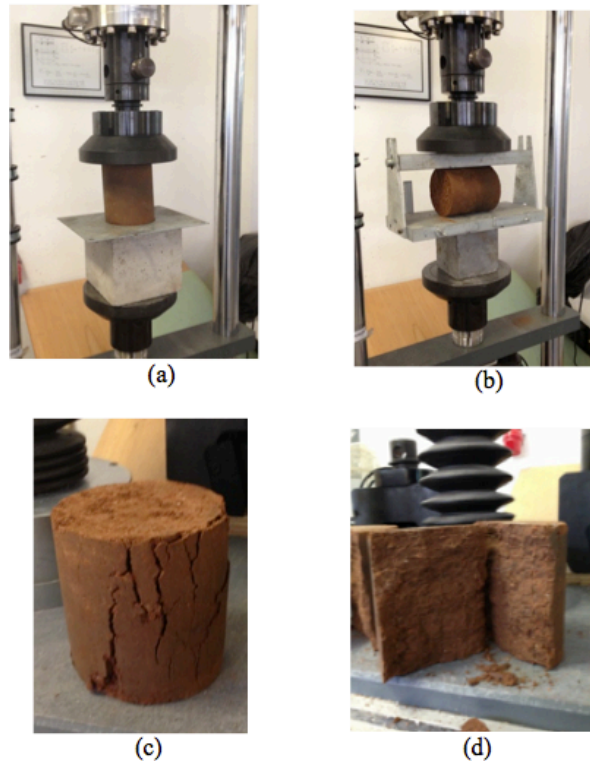


Figura 3.14 – Aspeto dos ensaios e estado dos provetes após a rotura (a) ensaio de compressão uniaxial, (b) ensaio de tração indireta, (c) aspeto do provete após compressão axial, (d) aspeto do provete após rotura por tração indireta

Nas Figuras 3.15 a 3.20 apresentam-se os gráficos de evolução da tensão de compressão axial e da tensão de tração indireta por compressão diametral aplicadas com o tempo de ensaio, para cada um dos provetes ensaiados. Cada um dos gráficos mostra os resultados obtidos para uma série de três amostras: a primeira avaliada no dia do fabrico (0 dias de idade); a segunda testada aos 7 dias; a terceira ensaiada aos 28 dias. Os Quadros 3.5 e 3.6 resumem os resultados obtidos a partir dos gráficos.

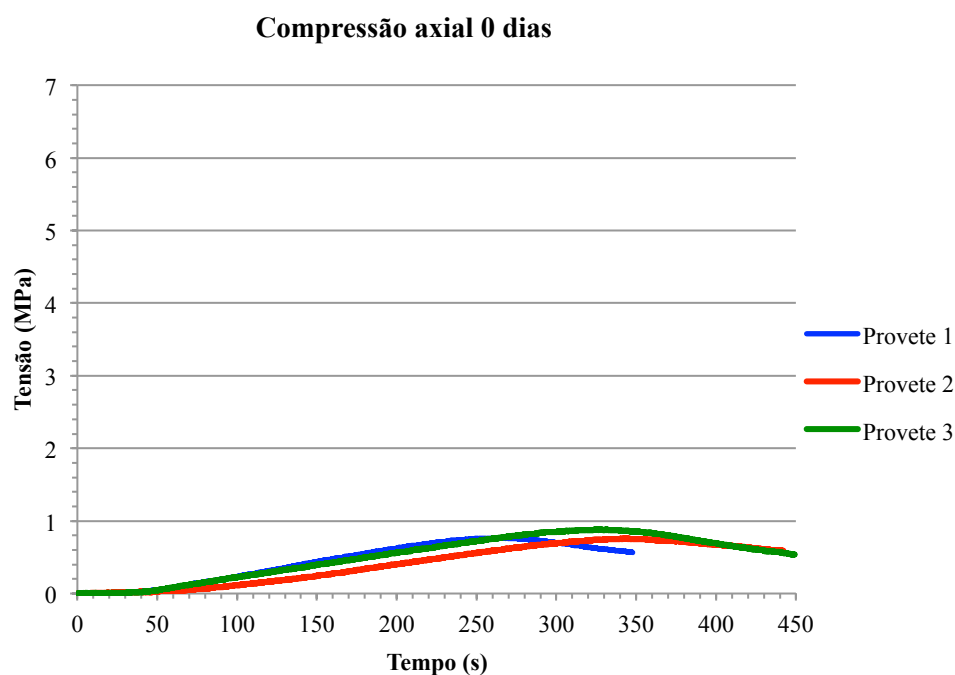


Figura 3.15 – Variação da tensão de compressão axial com o tempo de ensaio (0 dias)

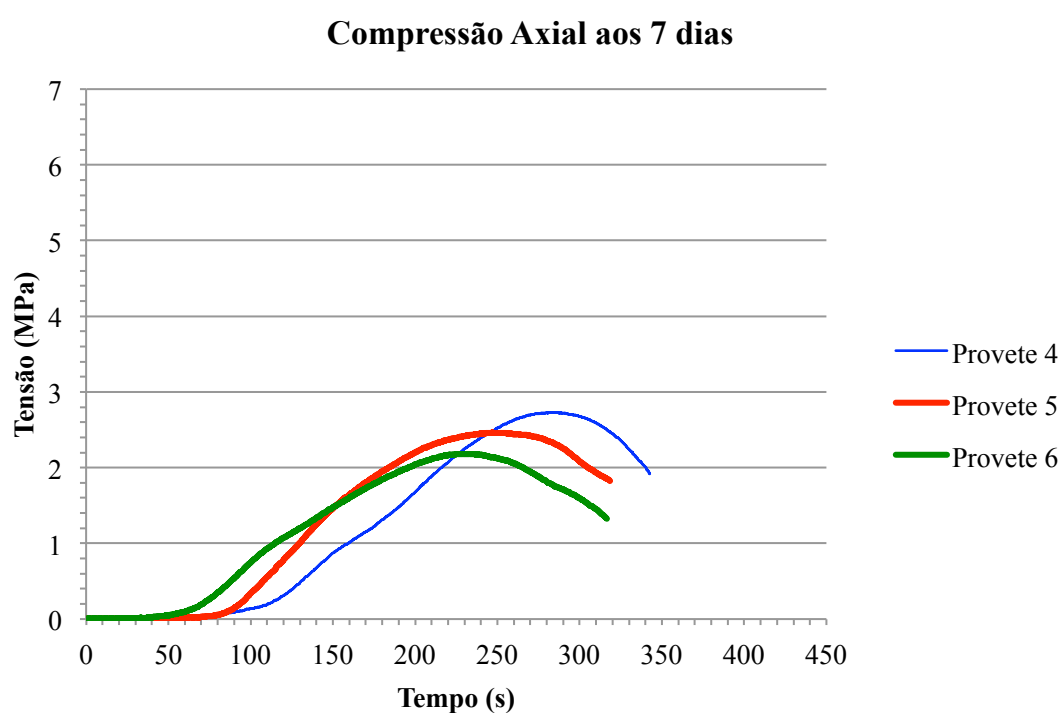


Figura 3.16 – Variação da tensão de compressão axial com o tempo de ensaio (7 dias)

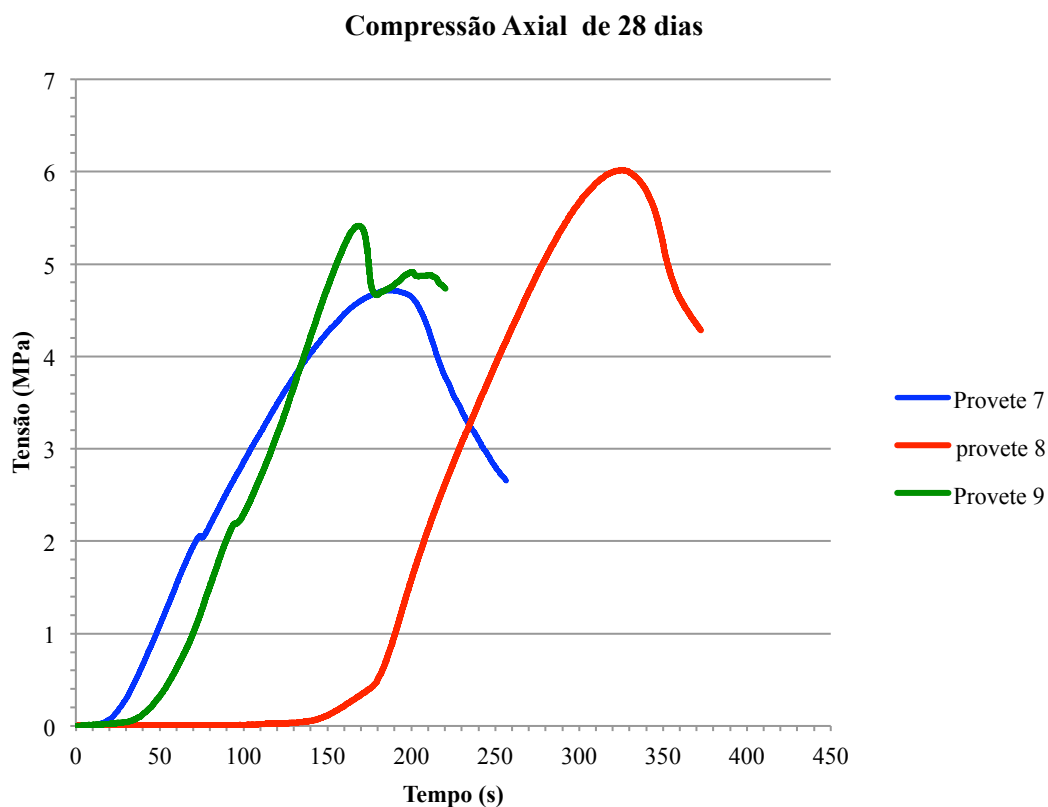


Figura 3.17 – Variação da tensão de compressão axial com o tempo de ensaio (28 dias)

Quadro 3.5 – Valores da resistência à compressão axial dos provetes de solo estabilizado com cimento

Idade dos Provetes	Tensão axial (MPa)			
	Provetes 1, 4, 7	Provetes 2, 5, 8	Provetes 3, 6, 9	Média
0 dias	0,77	0,76	0,88	0,80
7 dias	2,73	2,46	2,18	2,46
28 dias	4,71	6,01	5,41	5,38

Comparando os valores médios obtidos com os valores habitualmente especificados, por exemplo, no Caderno de Encargos da Estradas de Portugal (EP, 2009), verifica-se que a resistência obtida é boa. Note-se que o referido documento estabelece um valor mínimo de 2 MPa aos 90 dias quando o material é utilizado em leito de pavimento. Para sub-base, os valores habitualmente estabelecidos referem-se ao ensaio de compressão diametral.

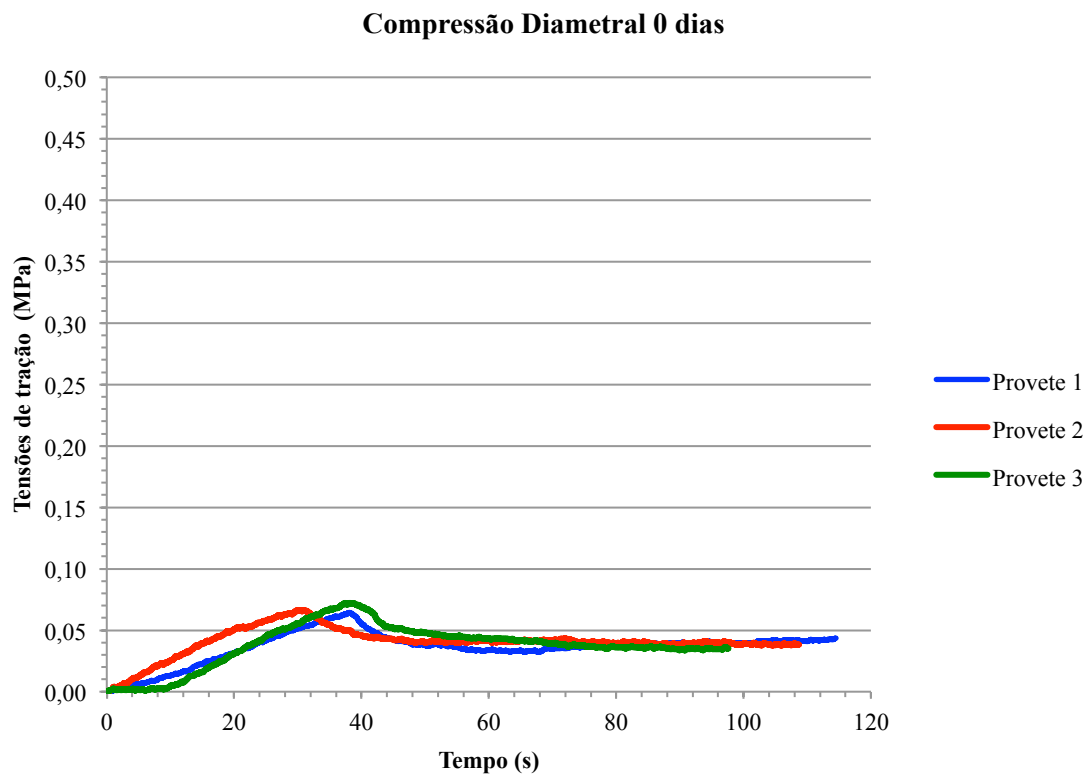


Figura 3.18 – Variação da tensão de tração indireta com o tempo de ensaio aos 0 dias

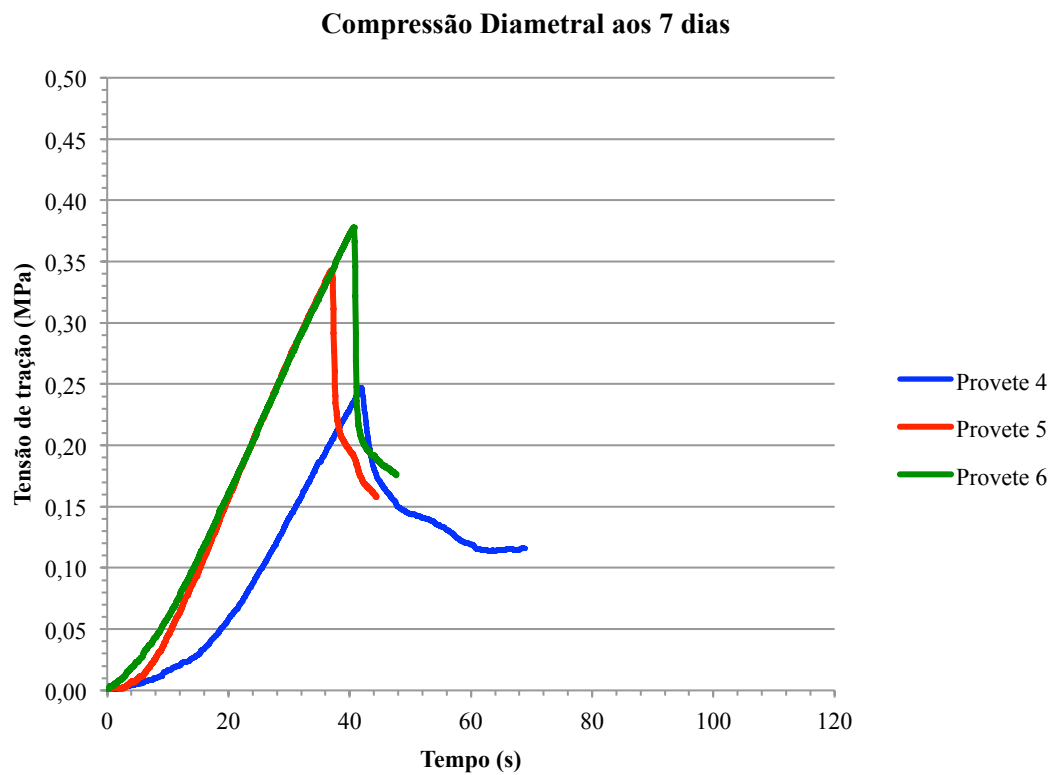


Figura 3.19 – Variação da tensão de tração indireta com o tempo de ensaio aos 7 dias

Compressão Diametral aos 28 dias

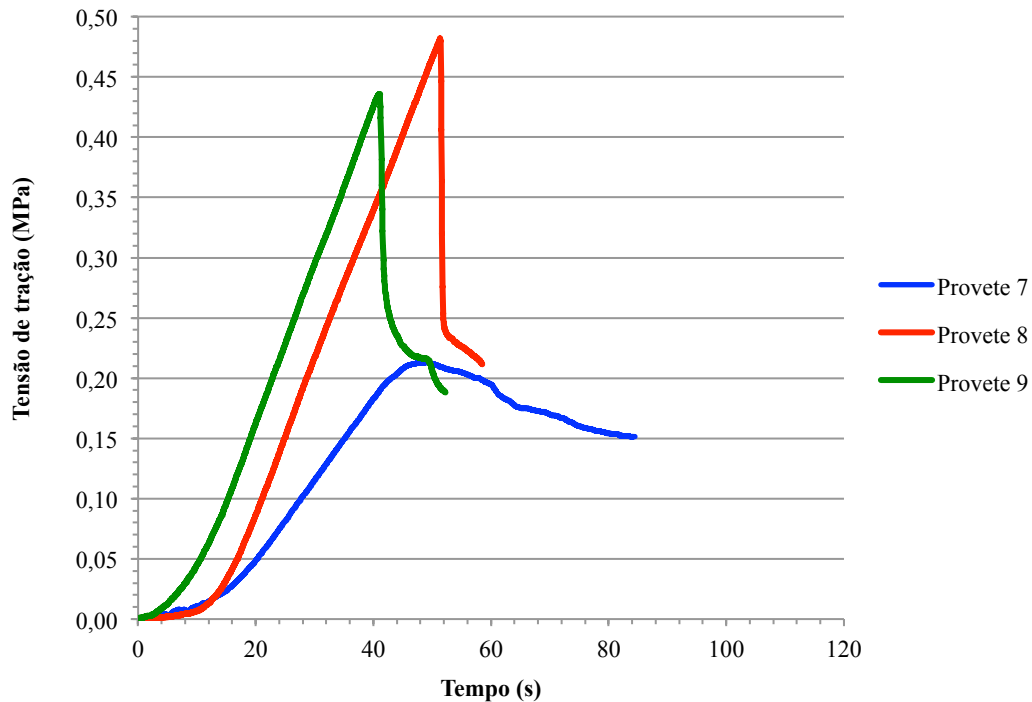


Figura 3.20 – Variação da tensão de tração indireta com o tempo de ensaio aos 28 dias

A tensão de tração indireta, σ , foi determinada pela expressão (3.1), a qual é habitualmente utilizada para o cálculo daquela grandeza em cilindros de betão de cimento.

$$\sigma = 0,55 \frac{F}{D \times L} \quad (3.1)$$

onde:

σ – tensão de tração por compressão diametral (kPa)

F – força aplicada (kN)

D – diâmetro do provete (m)

L – altura do provete (m)

Quadro 3.6 – Resultados da resistência à compressão diametral dos provetes de solo estabilizado com cimento

Idade dos Provetes	Tensão de Tração Indireta (MPa)			
	Provetes 1, 4, 7	Provetes 2, 5, 8	Provetes 3, 6, 9	Média
0 dias	0,064	0,064	0,072	0,067
7 dias	0,247	0,343	0,378	0,323
28 dias	0,213	0,482	0,436	0,377

Comparando os valores médios obtidos com os valores habitualmente especificados, por exemplo, no Manual de Conceção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional (EP, 1995), verifica-se que a resistência obtida pode considerar-se adequada para utilizar o material em camada de sub-base. O referido documento estabelece um valor mínimo da resistência à tração em compressão diametral de 0,3 MPa aos 28 dias, o que é atingido pelo valor médio e por dois dos 3 provetes ensaiados.

3.2.3. Material Granular (agregado britado de granulometria extensa)

3.2.3.1. Granulometria

O material granular, de natureza calcária, foi fornecido pela empresa Iberobrita S.A, tendo as suas características sido recolhidos na ficha técnica do produto. A granulometria do material é a que se apresenta na Figura 3.12 e no Quadro 3.7.

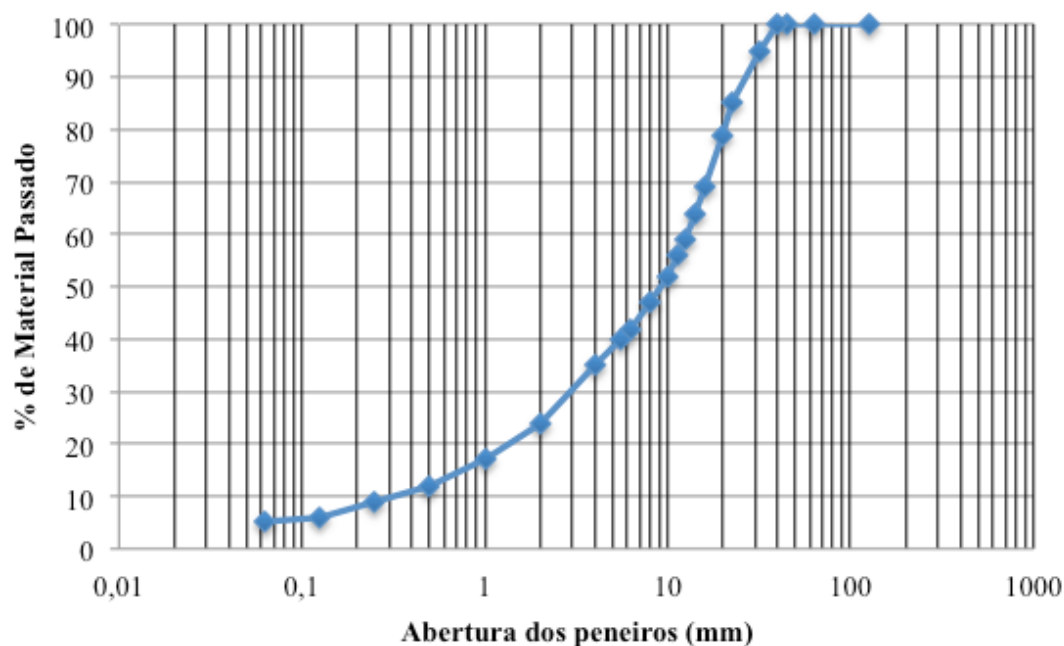


Figura 3.12 – Curva granulométrica do material granular

Quadro 3.7 – Frações granulométricas do material granular calcário

Abertura dos Peneiros (mm)	125	63	45	40	31,5	22,4	20	16	14	12,5	11,2
% de material passado	100	100	100	100	95	85	79	69	64	59	56
Abertura dos Peneiros (mm)	10	8	6,3	5,6	4	2	1	0,5	0,25	0,125	0,063
% de material passado	52	47	42	40	35	24	17	12	9	6	5,2

3.2.3.2. Outras propriedades geométricas e físicas

No Quadro 3.8 resumem-se os valores de vários parâmetros caracterizadores do material granular, os quais foram recolhidos na ficha técnica do produto utilizado (Iberobrita S.A., 2012). As propriedades consideradas foram as seguintes: Índice de achatamento (FI), Equivalente de Areia (SE), Azul de Metileno da fracção 0/2mm (MB), Coeficiente de Los Angeles (LA), Coeficiente de Micro Deval (M_{DE}), Massa Volúmica do material impermeável das partículas (ρ_a), Massa Volúmica das partículas secas em estufa (ρ_{rd}), Massa Volúmica das partículas saturadas com superfície seca (ρ_{ssd}) e Absorção de Água (WA_{24}).

Quadro 3.8 – Propriedades geométricas e físicas do material granular

FI (%)	SE (%)	MB (g/kg)	LA (%)	M_{DE} (%)
16	42	1,3	29	13
ρ_a (Mg/m ³)	ρ_{rd} (Mg/m ³)	ρ_{ssd} (Mg/m ³)	WA_{24} (%)	
2,71	2,69	2,7	0,3	

3.2.3.3. Compactação Proctor

A curva de compactação obtida no ensaio de Proctor transcrita da ficha do produto é a que se apresenta na Figura 3.13.

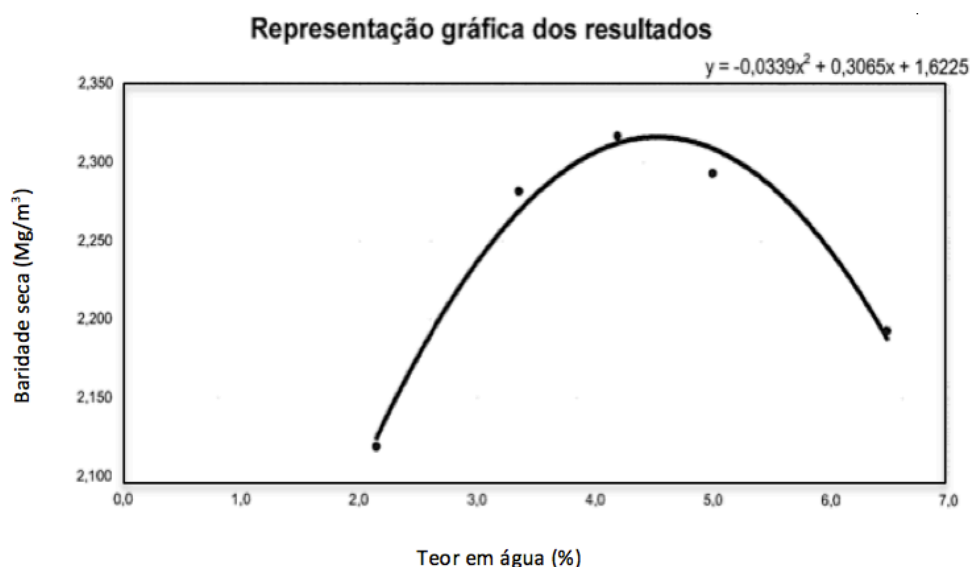


Figura 3.13 – Curva de compactação do material granular

Como pode ver-se na curva da Figura 3.13, o material granular tem uma baridade seca máxima de 2,32 Mg/m³ para um teor ótimo em água de 4,5%.

3.2.4. Mistura Betuminosa

A mistura utilizada na camada betuminosa é do tipo AC 20 reg/bin 50/70, tendo sido produzida em central e fornecida pela empresa Construções Júlio Lopes S.A. As características gerais do material que se indicam na Figura 3.14 e no Quadro 3.9 são as indicadas na ficha do produto.

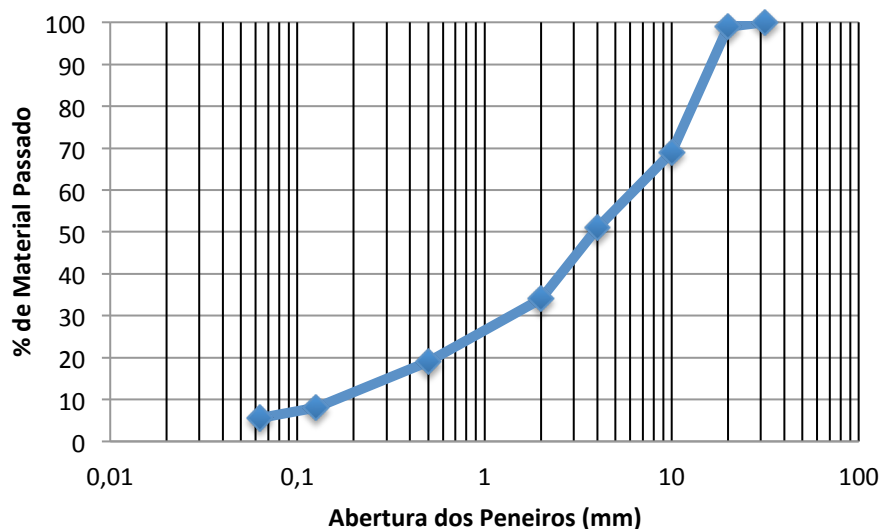


Figura 3.14 – Curva granulométrica da mistura betuminosa

Quadro 3.9 – Propriedades da mistura betuminosa aplicada obtidas na ficha de produto (Construções Júlio Lopes S.A., 2013)

	V (%)	VFB (%)	VMA (%)	B (%)
Valor mínimo	2,5	60	14	3,6
Valor máximo	5	80	-	-
Valor declarado	-	-	-	4,2

V: Porosidade, VFB: Vazios Preenchidos com Betume; VMA: Vazios na Mistura de Agregados; B: Percentagem de Ligante.

3.3. Considerações Finais

Neste capítulo descreveu-se o processo construtivo do modelo físico de um pavimento rodoviário, construído para testar a adequação do uso de alguns ensaios não destrutivos para avaliar *in situ* as propriedades dos materiais colocados.

Uma vez que se pretendia estender a avaliação a vários materiais de utilização típica em pavimentos flexíveis, o modelo incluiu a utilização de solo natural, solo estabilizado com cimento, agregado britado de granulometria extensa e misturas betuminosas fabricadas a quente.

Com o objetivo de poder comparar, para cada um dos materiais utilizados, as propriedades avaliadas através dos ensaios *in situ* com as características determinadas em ensaios laboratoriais, reuniu-se informação relativa às características de cada um daqueles materiais. Nos casos dos materiais que dispunham de fichas de produto, associadas aos respetivos processos de marcação CE, recolheram-se as características relevantes daqueles documentos técnicos. Nos casos do solo natural e do material resultante da sua estabilização com cimento houve necessidade de fazer uma caracterização laboratorial.

4. AVALIAÇÃO NÃO DESTRUTIVA *IN SITU* DAS CAMADAS CONSTITUINTES DO PAVIMENTO

4.1. Considerações Gerais

Durante a construção das duas estruturas de pavimento, utilizaram-se os equipamentos em estudo para testar a bondade da sua aplicação na caracterização *in situ* de cada um dos materiais. Numa primeira fase, avaliou-se a fundação do pavimento, depois caracterizaram-se as camadas de material granular e de solo estabilizado com cimento. Por fim, avaliaram-se as propriedades da camada betuminosa. O estudo foi dividido em três campanhas de ensaios.

Para a avaliação da fundação, utilizaram-se o GeoGauge (GG), o defletómetro de impacto ligeiro (DIL), o cone de penetração dinâmica (CPD), o densímetro elétrico (DE) e o gamadensímetro (GD).

Para a caracterização das camadas granular e de solo estabilizado com cimento não foi possível dispor do CPD, tendo-se utilizado o GD, o GG e o DIL. Também não se utilizou o DE, pois foi extremamente difícil cravar as estacas no solo-cimento e na camada granular, tendo-se considerado o equipamento inadequado para a utilização em camadas daquele tipo.

Por último, avaliou-se a camada betuminosa, utilizando-se o DIL e o IQP.

4.2. Avaliação do Solo de Fundação

4.2.1. Avaliação com o GD e o DE

Analisaram-se três pontos diferentes na superfície da fundação, tal como está apresentado na Figura 4.1. No caso do GD, em cada um dos pontos efetuaram-se ensaios à superfície e à profundidade de 100 mm.

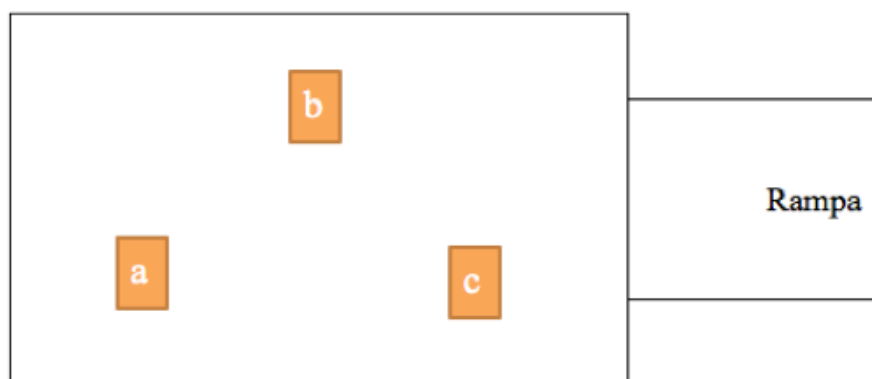


Figura 4.1 – Esquema dos ensaios com o GD e o DE

Nos Quadros 4.1 e 4.2 apresentam-se os valores medidos pelo GD e pelo DE, respetivamente.

Quadro 4.1 – Valores medidos pelo GD

Ensaio nº	Ponto de Ensaio	Prof. (mm)	Grau Comp. (%)	Baridade Seca (kg/m ³)	Baridade Húmida (kg/m ³)	Massa de Água (kg/m ³)	Teor em Água (%)
1	a	0	81,2	1502	1635	132,9	8,8
2	b	0	92,0	1702	1859	157,2	9,2
3	c	0	91,9	1701	1875	173,4	10,2
4	a	100	90,9	1681	1817	136,2	8,1
5	b	100	105,0	1943	2094	150,7	7,8
6	c	100	100,7	1864	2032	168,5	9,0

Quadro 4.2 – Valores medidos pelo DE

Ensaio nº	Ponto de Ensaio	Baridade Húmida (kg/m ³)	Baridade Seca (kg/cm ³)	Teor em Água (%)	Grau de Compactação (%)	Temperatura (°C)
1	a	1630	1530	7,70	82,7	17,00
2	b	1630	1530	7,70	82,7	18,00
3	c	1630	1530	7,70	82,7	18,00

O GD revelou ser um aparelho muito útil, de fácil utilização. Tal como se ilustra no Quadro 4.3, há uma boa correspondência entre os seus resultados e os obtidos por métodos tradicionais, os quais são considerados fidedignos. Já no que se refere ao ensaio com DE, verifica-se que os resultados não conseguem reproduzir as variações das características do solo, porquanto o modelo de solo que foi possível gerar é relativamente fraco, uma vez que a gama de valores do teor em água e da baridade seca disponíveis *in situ* para a calibração era muito estreita.

Para ser possível gerar um “modelo de solo” mais ajustado para o DE seria necessária uma calibração mais demorada, obtida para uma gama mais ampla de valores, tal como efetuado, por exemplo, no trabalho realizado por Meehan *et al.* (2011), ilustrado na Figura 4.2.



Figura 4.2 – Provetes compactados para calibração do DE para diferentes teores em água (Meehan *et al.*, 2011)

Aqueles autores utilizaram um molde de compactação, com dimensões adequadas à instalação do posicionador de estacas do equipamento. Para o conjunto de provetes que fabricaram, variaram o teor em água do solo, de modo a obterem uma calibração do DE para uma gama de valores suficientemente ampla.

Quadro 4.3. – Valores médios das baridades e do teor em água do solo de fundação avaliados *in situ* e em laboratório

Equipamento	Teor em água (%)	Baridade Seca (kg/m ³)	Compactação relativa (%) (referida ao Proctor)	
			Calculado pelo equipamento	Calculado Manualmente
Proctor	7,7	1850	---	---
Speedy/Garrafa de areia	8,4	1740	---	94,1
Gamadensímetro (superfície)	9,4	1630	88,1	88,1
Gamadensímetro (profundidade de 100mm)	8,3	1830	98,9	98,9
Densímetro Elétrico	7,7	1530	82,7	92,9

4.2.2. Avaliação com o CPD

Com o CPD ensaiaram-se quatro pontos da fundação do modelo físico, tal como se apresenta a Figura 4.3.

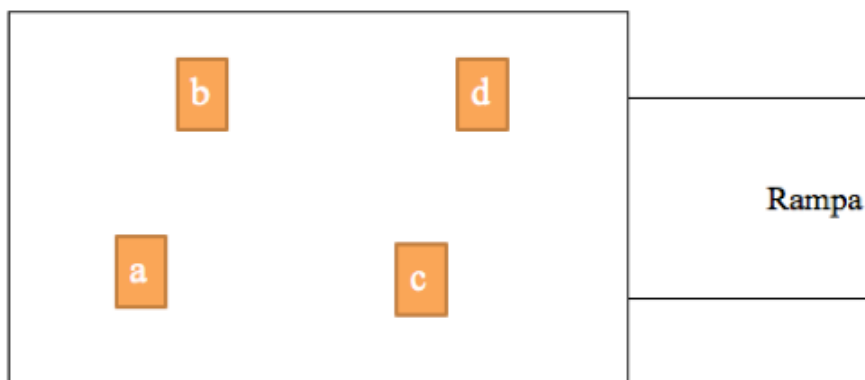


Figura 4.3 – Localização dos ensaios efetuados com o CPD

Para determinar o CBR foi usada a expressão (2.12) indicada na norma ASTM D 6951-03 (ASTM, 2003). Os valores obtidos estão apresentados na Figura 4.4 e no Quadro 4.4.

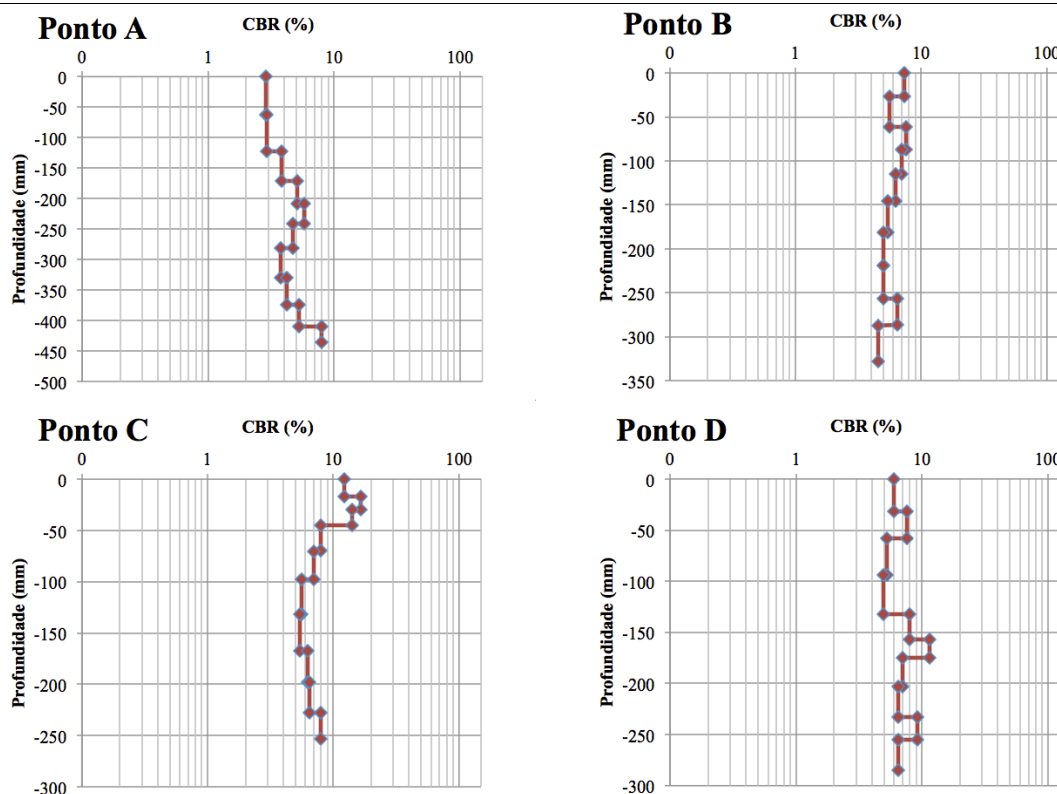


Figura 4.4 – Variação do CBR com a profundidade nos pontos a, b, c e d

Quadro 4.4. – Registo dos dados retirados com o CPD e valores de CBR obtidos em relação à profundidade nos pontos a, b, c e d

Ponto a			Ponto b		Ponto c		Ponto d	
Número de pancadas	Penetração acumulada (mm)	CBR (%)	Penetração acumulada (mm)	CBR (%)	Penetração acumulada (mm)	CBR (%)	Penetração acumulada (mm)	CBR (%)
0	0	---	0	---	0	---	0	---
1	62	2,87	27	7,28	17	12,23	32	6,02
1	123	2,92	61	5,63	30	16,51	58	7,60
1	171	3,82	87	7,60	45	14,07	94	5,28
1	208	5,12	115	6,99	70	7,94	132	4,97
1	241	5,82	146	6,24	98	6,99	157	7,94
1	281	4,69	181	5,45	132	5,63	175	11,47
1	330	3,74	219	4,97	167	5,45	203	6,99
1	374	4,21	257	4,97	198	6,24	233	6,47
1	410	5,28	287	6,47	228	6,47	255	9,16
1	435	7,94	328	4,56	253	7,94	285	6,47
1	460	7,94	355	7,28	Nota: valores medidos no leito do pavimento assinalados a negrito			
1	479	10,79	375	10,19				
1	497	11,47	389	15,20				

Ao analisar os resultados, observa-se que existe alguma dispersão dos valores medidos nos quatro pontos, o que indicia alguma heterogeneidade do material e da compactação atingida. Note-se que a ponteira do CPD foi cravada na fundação até profundidades superiores ao leito de pavimento compactado, o qual tinha uma espessura da ordem de 200 mm. Em termos médios, os valores médios do CBR da camada

superficial compactada foram de 3,7%, 6,7%, 9,4% e 7,2%, respetivamente, para os pontos *a*, *b*, *c* e *d* (os valores médios ponderados pela profundidade são, respetivamente, 4,0%, 9,1%, 7,1% e 7,7%). Estes resultados representam uma resistência do solo bastante inferior à medida em laboratório, em ensaios de CBR, sobre provetes compactados com o teor ótimo em água.

O teor em água da fundação, de acordo com os resultados apresentados no Quadro 4.3, é ligeiramente superior ao teor ótimo do solo. Além disso, o solo da fundação tem menor confinamento que no ensaio de CBR de laboratório, o que pode explicar a diferença de valores de CBR obtidos nas duas situações.

4.2.3. Avaliação com o GG

O GG foi utilizado para avaliar os três pontos indicados na Figura 4.5. Como se referiu, o GG é um equipamento que determina a rigidez e o módulo de deformabilidade do solo. Nos gráficos da Figura 4.6 representam-se os valores medidos em cada um dos três pontos, tendo-se efetuado três repetições do ensaio em cada ponto. Verifica-se alguma dispersão dos resultados em cada localização, embora não muito significativa. Os valores médios são os apresentados no Quadro 4.5.

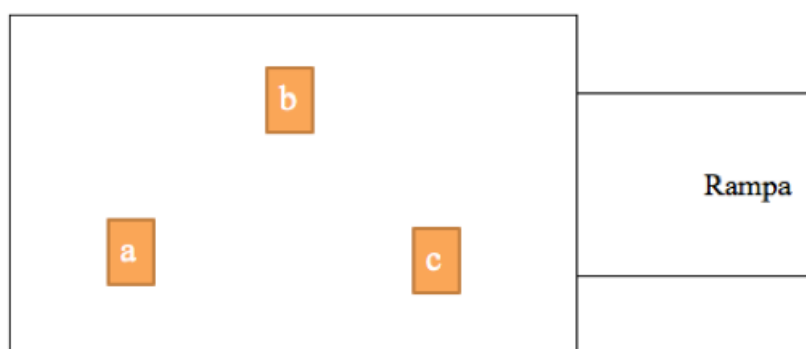


Figura 4.5 – Localização dos pontos de ensaio efetuados com o GG

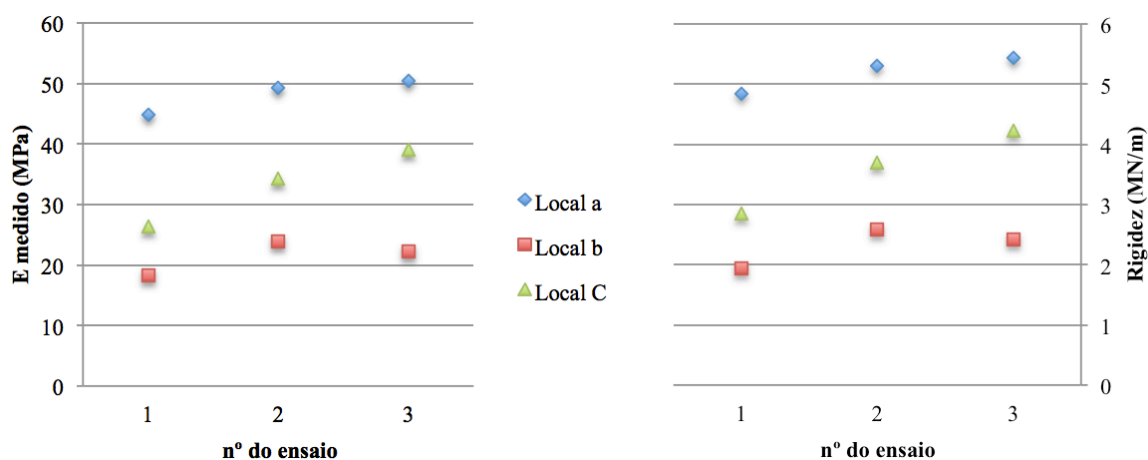


Figura 4.6 – Módulos de deformabilidade e rigidez medidos nos três ensaios efetuados com o GG

Quadro 4.5 – Valores médios dos resultados do GG

	E (MPa)	Rigidez (MN/m)
a	48,18	5,2
b	21,5	2,31
c	33,27	3,59

4.2.4. Avaliação com o DIL

Ensaïaram-se com o DIL os três pontos indicados na Figura 4.7. Os resultados obtidos com a placa de carga de 150 mm apresentam-se na Figura 4.8, na qual se mostram os valores medidos para cada uma das três repetições do ensaio realizadas no mesmo ponto, designados do seguinte modo: ponto a – impactos 1 a 3; ponto b - impactos 4 a 6; ponto c - impactos 7 a 9.

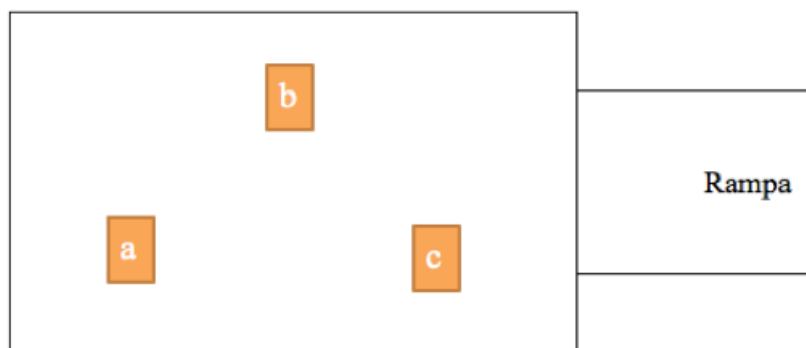


Figura 4.7 – Localização dos pontos ensaiados com o DIL

Módulos medidos com o DIL (placa de carga de 150 mm)

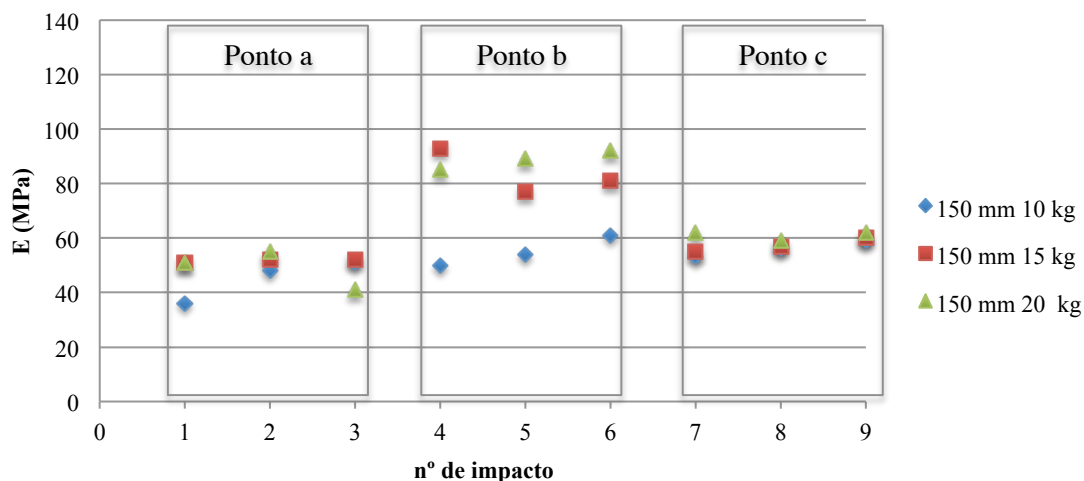


Figura 4.8 – Módulos de deformabilidade medido com o DIL (placa de carga de 150 mm)

Como se pode ver na Figura 4.8 não existe grande dispersão de resultados quando foram obtidos com o mesmo nível de carga. Contudo, o módulo obtido nos três pontos ensaiados variou numa gama relativamente elevada de valores, entre 36 e 89

MPa. Com exceção do ponto b, os módulos obtidos variaram pouco com o nível de carga.

A avaliação do módulo de deformabilidade com o placa de 300mm conduziu a valores entre 68 e 128 MPa como demonstra a Figura 4.9.

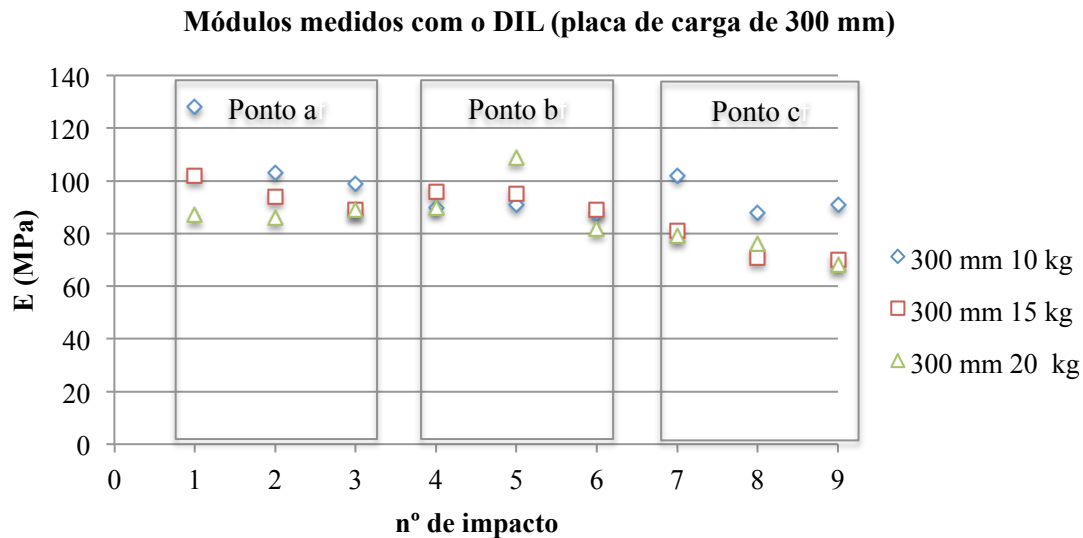


Figura 4.9 – Módulos de deformabilidade medido com o DIL (placa de carga de 300 mm)

Como se pode ver na Figura 4.9, verifica-se uma pequena variação de módulos de deformabilidade quando varia o nível de carga. O valores obtidos para o ponto c não corroboram integralmente esta afirmação.

Na Figura 4.10 faz-se a comparação entre os valores do módulo medidos com o DIL com as placas de carga de 150 e de 300 mm, para os três níveis de carga utilizados.

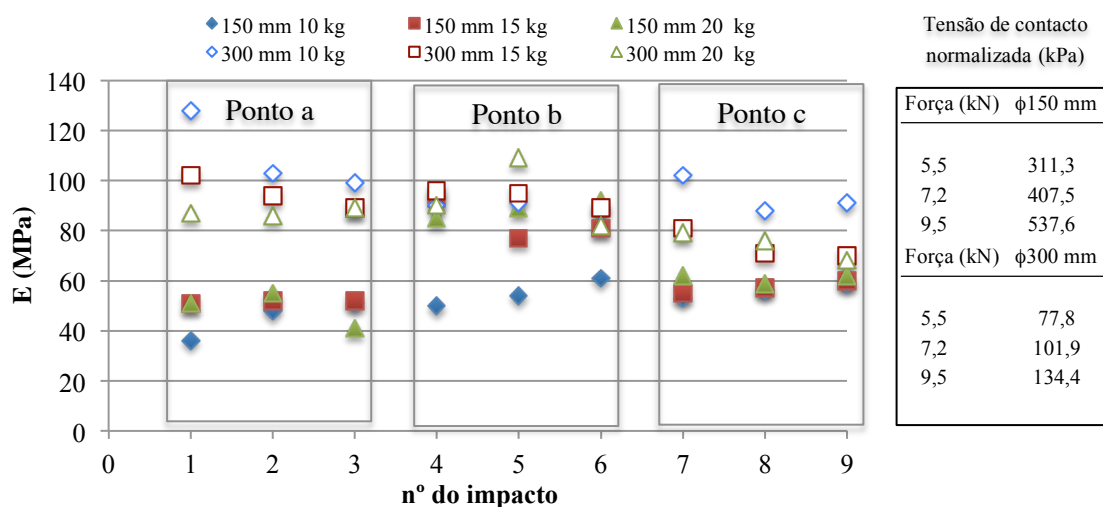


Figura 4.10 – Comparação dos módulos de deformabilidade medido com o DIL (placas de carga de 150 e de 300 mm)

A análise da Figura 4.10 permite verificar que os valores do módulo obtidos com a placa de carga de 150 mm de diâmetro tendem a ser mais baixos que os obtidos com a placa de 300 mm, embora se verifiquem diferenças entre os pontos ensaiados. Em termos gerais, os ensaios efetuados com a placa de carga mais pequena, e portanto com maiores níveis de tensão de contacto, resultaram em valores da ordem de 40 a 60 MPa (cerca de 40 a 90 MPa para o ponto b). Para a placa maior, os níveis de tensão aplicada são bastante mais baixos, tendo-se obtido valores de módulo entre 70 e 100 MPa, aproximadamente. Tal como seria de esperar, os resultados evidenciam um comportamento não linear do solo de fundação, apresentando módulos com menores valores para níveis de tensão mais elevados.

Os valores médios são os apresentados no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 – Valores médios do módulo da fundação (MPa) obtidos com o DIL

	Placa com 150 mm			Placa com 300 mm		
	10 kg	15 kg	20 kg	10 kg	15 kg	20 kg
a	45,0	51,7	49,0	110,0	95,0	87,3
b	55,0	83,7	88,7	89,7	93,3	93,7
c	56,0	57,3	61,0	93,7	74,0	74,3

4.2.5. Análise geral dos resultados

Para uma análise comparativa das propriedades mecânicas da fundação determinadas *in situ*, nos gráficos das Figuras 4.11 a 4.13 faz-se o cotejo entre os resultados dos seguintes pares de equipamentos: DIL – GG; DIL – CPD; GG – CPD.

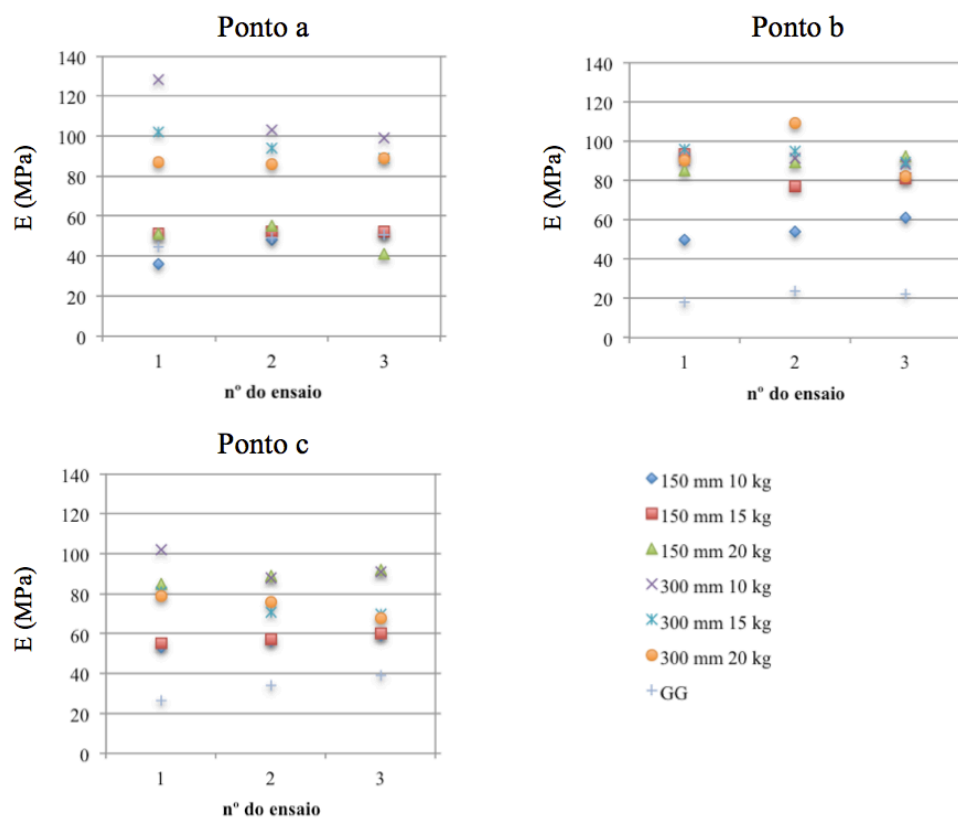


Figura 4.11 – Módulos de deformabilidade obtidos com o DIL e com o GG

No ponto *a*, os valores do módulo de deformabilidade da fundação obtidos com o GG são semelhantes aos obtidos com o DIL quando se utilizou a placa de carga de 150 mm (entre 40 e 60 MPa, aproximadamente). Nos pontos *b* e *c*, os módulos determinados com o GG são inferiores, com valores entre 20 e 40 MPa. Pode, portanto, concluir-se que, em geral, o GG conduziu a módulos da fundação inferiores aos obtidos com DIL.

Nas Figuras 4.12 e 4.13 os valores médios (e amplitude) do módulo referentes aos ensaios com o CPD foram determinados a partir da expressão (2.14), com base no ICPD.

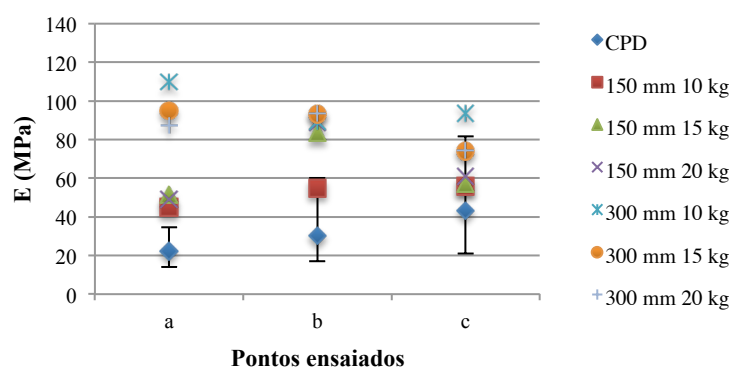


Figura 4.12 – Módulos de deformabilidade (valores médios) obtidos com o DIL e com o CPD

Em geral, os módulos obtidos com o DIL e os calculados pela expressão (2.14) a partir dos resultados do ICPD diferem consideravelmente, embora no ponto *c* a gama de variação dos valores se sobreponha, em parte. Note-se que os ensaios com CPD referem-se a diferentes profundidades, o que origina alguma variação dos valores, como se observa pelas linhas de variação assinaladas na Figura 4.12, as quais representam os valores máximos e mínimos obtidos. É ainda de realçar o facto da evolução dos valores médios do módulo obtidos com o DIL, utilizando a placa de 150 mm, ser semelhante aos derivados do CPD, embora estes tenham valores tendencialmente mais baixos.

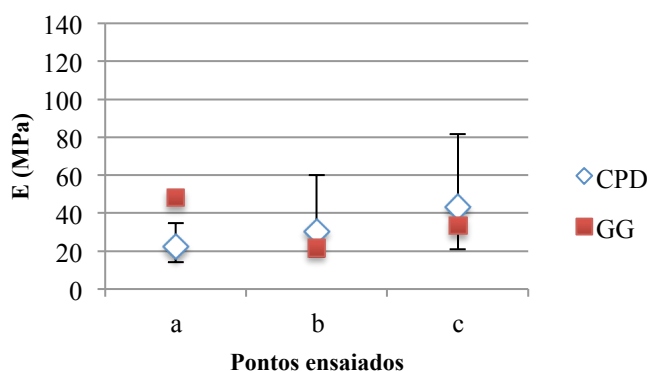


Figura 4.13 – Módulos de deformabilidade (valores médios) obtidos com o GG e com o CPD

Verifica-se que os valores médios determinados pelo GG e com base nos ensaios de CPD são relativamente próximos, embora a gama de variação seja grande no caso do CPD.

4.3. Avaliação da Camada Granular

4.3.1. Avaliação com o GD

Na zona do modelo físico com uma camada granular sobre a fundação, utilizou-se o GD em três pontos distintos, indicados na Figura 4.14, um dia após a construção. Os pontos *a* e *b* foram ensaiados a uma profundidade de 100 mm e o ponto *c* foi ensaiado à superfície. Os resultados indicados pelo GD estão apresentados no Quadro 4.7.

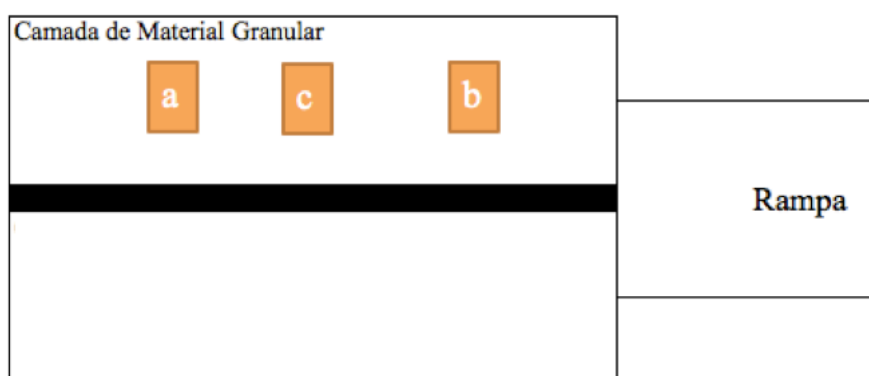


Figura 4.14 – Localização dos pontos de ensaio com o GD sobre a camada granular

Quadro 4.7 – Valores registados pelo GD

Ensaio n°	Ponto de Ensaio	Prof. (mm)	Grau Comp. (%)	Baridade Seca (kg/m ³)	Baridade Húmida (kg/m ³)	Massa de Água (kg/m ³)	Teor em Água (%)
1	a	100	92,4	2144	2218	74,1	3,5
2	b	100	93,6	2172	2236	64,3	3
3	c	0	93,5	2170	2231	61	2,8

De acordo com os resultados apresentados no Quadro 4.7, verifica-se que a baridade seca e o grau de compactação (referido ao ensaio de Proctor cuja curva se mostrou na Figura 3.13) apresentam uma pequena variação, tanto à superfície como a 100 mm de profundidade. Não se dispôs de ensaios com garrafa de areia e com *speedy* para a camada granular para comparação.

4.3.2. Avaliação com o GG

Os ensaios com o GG foram efetuados em 2 pontos, afastados aproximadamente 60 cm, de acordo com as posições apresentadas na Figura 4.15. Os ensaios realizaram-se um dia após a construção da camada.

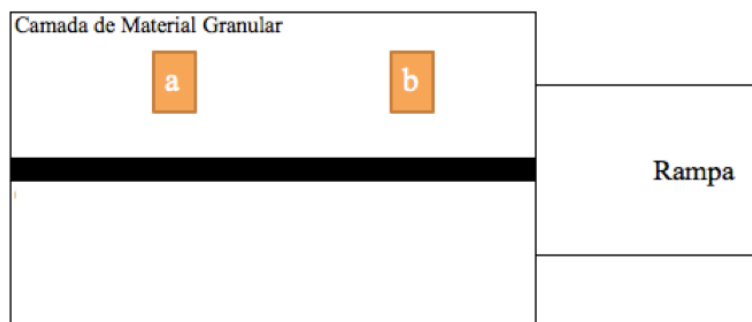


Figura 4.15 – Localização dos pontos de ensaio com o GG sobre a camada granular

Os valores medidos com o GG estão apresentados na Figura 4.16, indicando-se as médias dos resultados no Quadro 4.8.

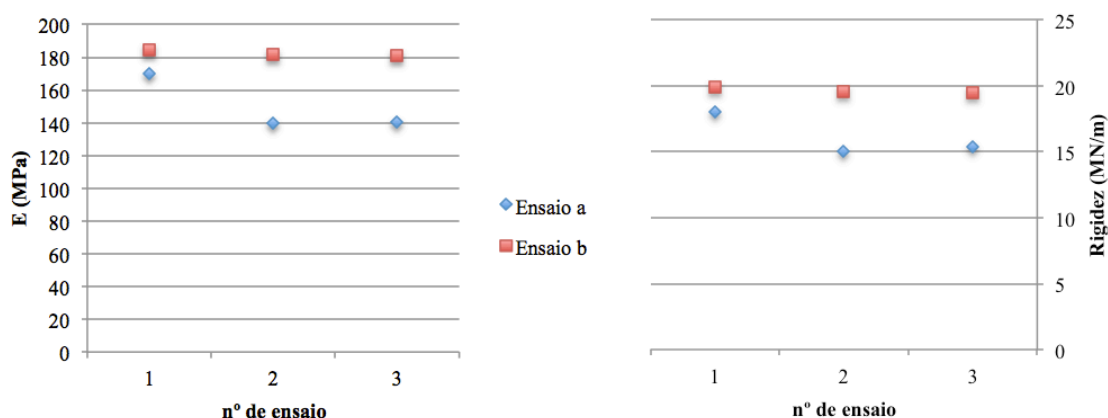


Figura 4.16 – Módulos de deformabilidade e rigidez medidos nos dois ensaios efetuados com o GG

Os módulos medidos variaram entre cerca de 140 e 180 MPa, o que corresponde a valores plausíveis, embora relativamente baixos, tendo em conta o material granular ensaiado. A repetibilidade dos resultados foi boa, uma vez que as várias repetições dos ensaios originaram valores semelhantes entre si.

Quadro 4.8 – Valores médios dos resultados do GG medidos na camada granular

	E (MPa)	Rigidez (MN/m)
a	149,9	16,17
b	182,3	19,67

4.3.3. Avaliação com o DIL

A utilização do DIL com a viga adicional para suporte de dois geofones (a 30 e 60 cm do ponto central) condicionou a medição em vários pontos, uma vez que a viga ocupa algum espaço, tendo-se optado por ensaiar apenas um ponto (Figura 4.17).

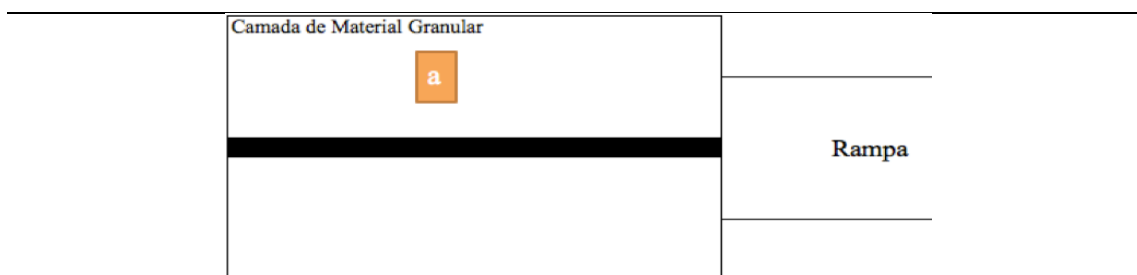


Figura 4.17 – Localização do ponto ensaiado com o DIL

Para a avaliação da camada granular foram realizados ensaios em dias diferentes. O primeiro efetuou-se no dia seguinte à construção e o segundo sete dias depois. Utilizou-se a viga com geofones adicionais, pois, neste caso, pretendia-se avaliar a camada granular e a fundação como indica a Figura 4.18, efetuando uma retroanálise simplificada a partir das medições dos geofones G1 e G2. Não se considerou a leitura do terceiro geofone, uma vez que a deflexão medida a 60 cm do ponto central era muito reduzida e, por isso, pouco significativa e passível de erro.

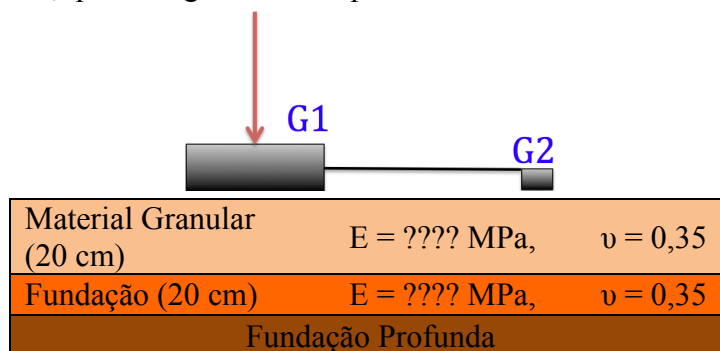


Figura 4.18 – Modelo utilizado para determinar, por retroanálise, o módulo da camada granular

De modo a verificar se a tensão aplicada à superfície era suficiente para alterar o estado de tensão nas camadas que se pretendia caracterizar, simulou-se numericamente, através do *software* BISAR 3.0 (*Bitumen Stress Analysis in Roads*), a distribuição de tensões na estrutura construída, utilizando valores típicos de módulo e de coeficiente de Poisson das camadas. A estrutura utilizada está apresentada na Figura 4.19, com as características dos materiais, mostrando-se a distribuição de tensões e deflexão vertical na Figura 4.20, correspondente à placa de 150 mm e a uma força de 8,8 kN.

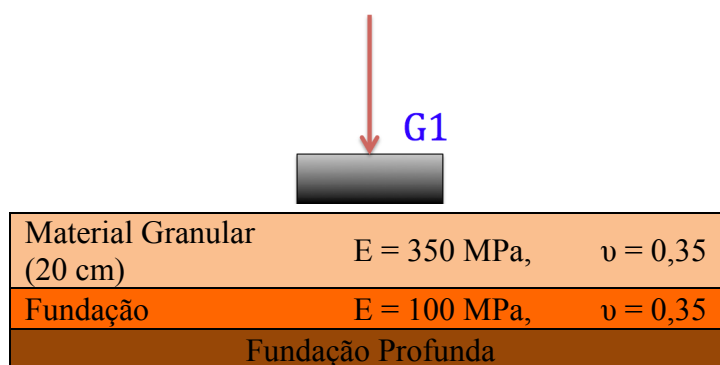


Figura 4.19 – Modelo utilizado para simular o estado de tensão na estrutura ensaiada

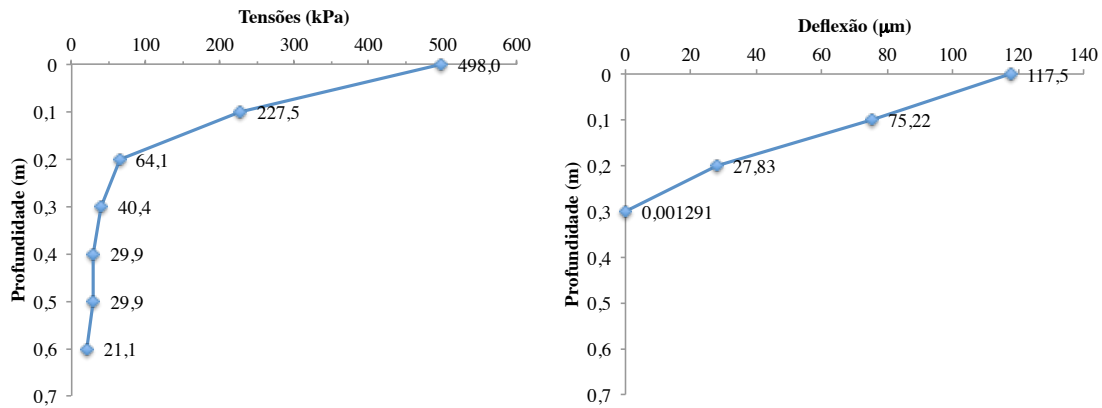


Figura 4.20 – Distribuição de tensões e deflexões nas camadas do modelo (fundação e camada granular)

A Figura 4.20 mostra que existe uma quebra brusca no valor das tensões quando existe uma mudança de camada, ou seja, a cerca de 20 cm de profundidade. Em termos de deformação, a deflexão anula-se praticamente para uma profundidade ligeiramente superior a 20 cm. Assim, é questionável utilizar o DIL para avaliar em simultâneo a camada granular e a fundação, tendo em conta o nível de carga aplicado. Note-se, no entanto, que o nível de carga que pode aplicar-se depende do tipo de amortecedores utilizados (ou seja, do tipo de equipamento) e da resposta do material ensaiado ao impacto de uma massa.

De modo a mostrar as fragilidades do processo de retroanálise descrito, nas Figuras 4.21 a 4.24 representam-se os valores dos módulos obtidos pelo equipamento com base na deflexão medida pelo geofone central, e os calculados pelo processo de retroanálise referido, com base nas deflexões de G1 e G2.

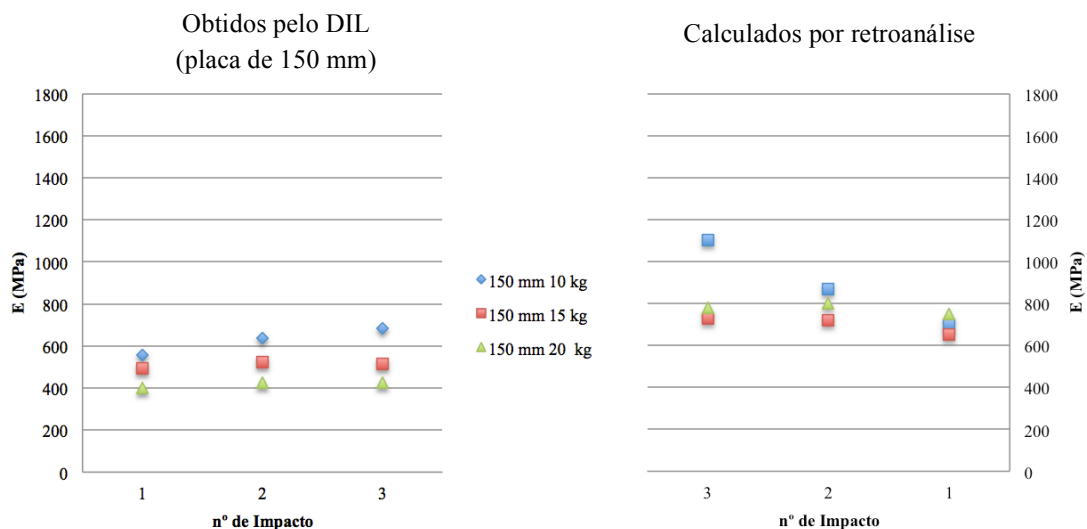


Figura 4.21 – Módulos de deformabilidade medidos sobre a camada granular com o DIL (placa de 150 mm), com base na deflexão central e calculados por retroanálise (1 dia após a compactação)

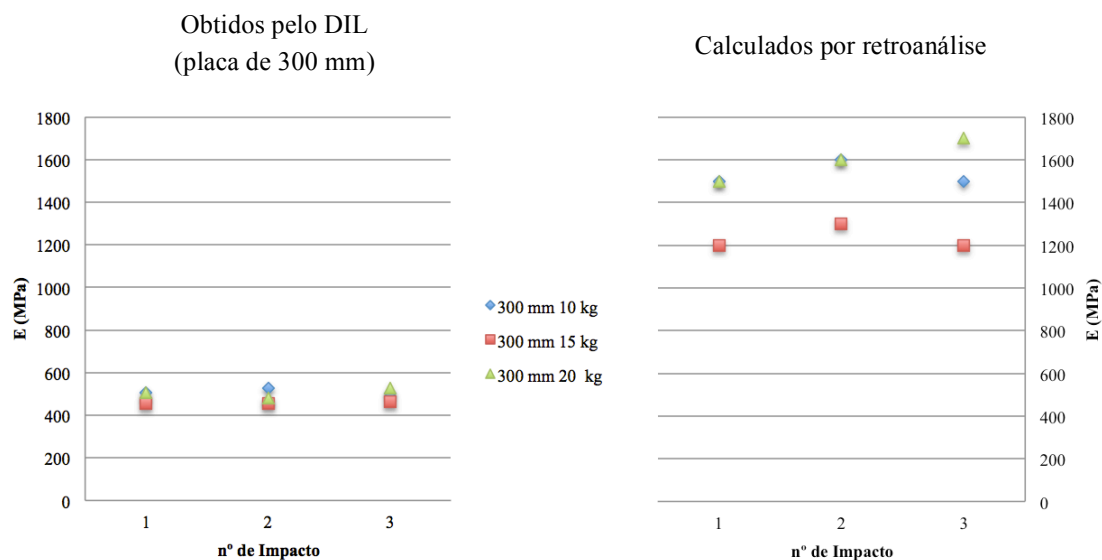


Figura 4.22 – Módulos de deformabilidade medidos sobre a camada granular com o DIL (placa de 300 mm), com base na deflexão central e calculados por retroanálise (1 dia após a compactação)

Os valores do módulo equivalente obtidos diretamente pelo DIL são da ordem de 400 a 700 MPa, quando determinados com a placa de 150 mm, e de 400 a 500 MPa quando medidos com a placa de 300 mm. No caso dos ensaios com placa de 150 mm, nota-se que a deflexão máxima foi diminuindo ligeiramente do primeiro impacto até ao terceiro. Uma vez que a tensão de contacto é aproximadamente constante, resultam módulos ligeiramente crescentes. Os valores obtidos são relativamente elevados, podendo ser explicados por se tratar de um material calcário, com um teor em água baixo e uma quantidade de finos considerável, o que pode originar um efeito favorável devido à sucção (efeito da tensão superficial no contacto ar-água no seio do material, gerando uma diferença de pressão entre o ar e a água aprisionada, resistindo à drenagem da água).

Os valores do módulo equivalente correspondem à resposta do sistema fundação e camada granular. Contudo, atendendo à análise de tensões e deformações que se fez, os valores determinados diretamente com o DIL são em grande medida caracterizadores da camada granular.

A retroanálise conduziu a valores muito superiores, os quais são pouco verosímeis tendo em conta o tipo de material ensaiado. É, portanto, questionável a bondade da realização de retroanálise para o DIL, nas condições descritas. Ainda com base na retroanálise, obtiveram-se, para a fundação, módulos entre cerca de 150 e 220 MPa com a placa de 150 mm, e da ordem de 150 MPa com a placa de 300 mm. Estes valores são superiores aos obtidos diretamente sobre a fundação, o que poderá dever-se, em parte, à redução do teor em água da fundação após a sua construção. Contudo, face aos resultados do módulo da fundação obtidos inicialmente, julga-se que os valores obtidos são improváveis, podendo dever-se ao reduzido nível de tensão que atinge o solo.

Uma vez que o processo de retroanálise conduziu a valores aparentemente desajustados do módulo para a camada granular, optou-se por adoptar uma metodologia na qual se fixou o módulo da fundação num valor plausível em função dos resultados obtidos nos ensaios efetuados sobre a fundação (ou seja, 100 MPa), como indica o esquema na Figura 4.23. Depois efetuou-se a retroanálise para estimar o módulo da camada granular, de modo a simular os valores da deflexão central. Os valores medidos com o DIL e obtidos por retroanálise são comparados nas Figuras 4.24 e 4.25. Os resultados apresentados correspondem a ensaios realizados um dia e sete dias após a compactação.

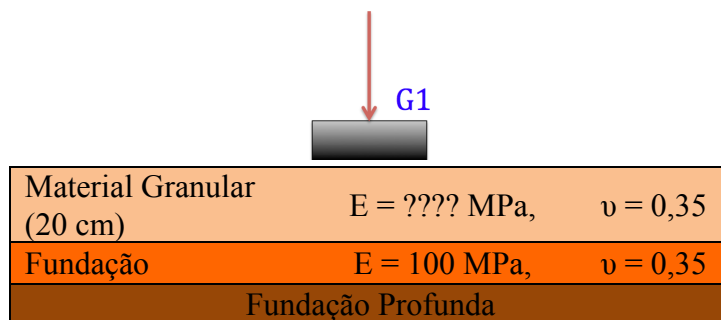


Figura 4.23 – Modelo utilizado para retroanálise com base na deflexão central, considerando o módulo da fundação com uma valor fixo

Como seria de esperar, os módulos obtidos por retroanálise resultaram ainda mais elevados que na anterior simulação, uma vez que se reduziu o valor do módulo da fundação de 150 para 100 MPa. Verifica-se-se, assim, que a metodologia de retroanálise com base nos ensaios com DIP ajusta-se mal à avaliação dos módulos dos materiais.

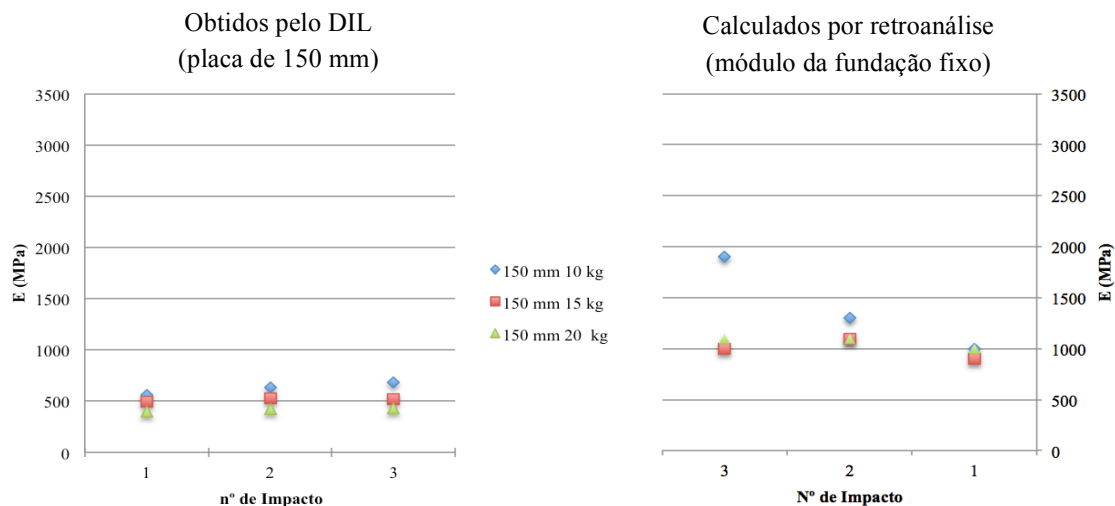


Figura 4.24 – Módulos de deformabilidade medidos sobre a camada granular com o DIL (placa de 150 mm), e calculados por retroanálise (1 dia após a compactação)

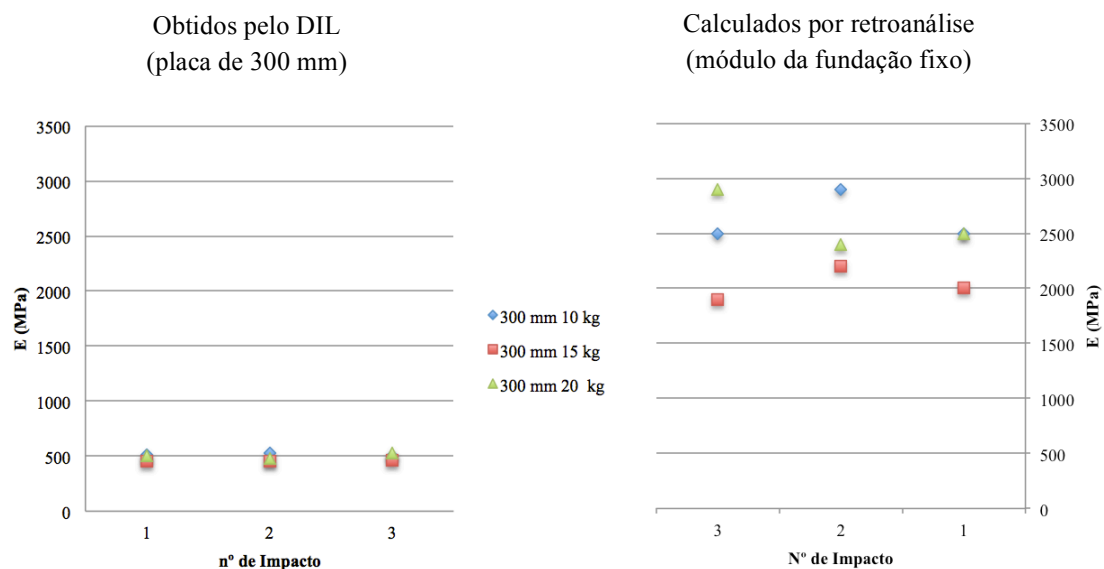


Figura 4.25 – Módulos de deformabilidade medidos sobre a camada granular com o DIL (placa de 300 mm), e calculados por retroanálise (1 dia após a compactação)

Na Figura 4.26 comparam-se os valores do módulo medidos pelo DIL, sobre a camada granular, em ensaios realizados um dia após a compactação com os efetuados sete dias depois da construção. Os valores médios são os apresentados no Quadro 4.6.

Tal como se tinha referido anteriormente, o efeito da sucção parece explicar a tendência de aumento do módulo ao fim de sete dias, tal como mostra a Figura 4.26, uma vez que o teor em água da camada granular, com um valor inicial bastante baixo, terá continuado a sua redução ao longo do tempo

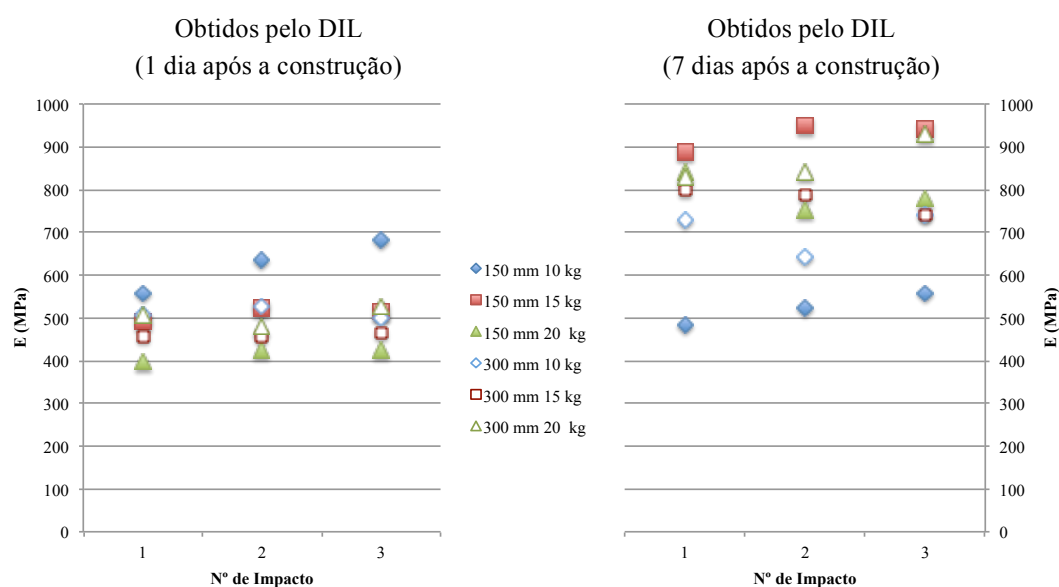


Figura 4.26 – Comparação dos módulos de deformabilidade medidos sobre a camada granular com o DIL 1 dia e 7 dias após a construção

Quadro 4.9 – Valores médios do módulo (MPa) medidos sobre a camada granular obtidos com o DIL

	Placa com 150 mm			Placa com 300 mm		
	10 kg	15 kg	20 kg	10 kg	15 kg	20 kg
1 dia de idade	625	511	417	512	458	503
7 dias de idade	521	925	790	704	774	867

A análise dos gráficos anteriores e do Quadro 4.9 permite concluir o seguinte:

- A utilização de placas de carga com diferentes diâmetros apresentou alguma influência nos módulos medidos com o DIL sobre a camada granular, verificando-se uma menor gama de variação de valores para os ensaios realizados com a placa de 300 mm;
- Os valores médios do módulo um dia após a construção foram de cerca de 420 a 620 quando obtidos com a placa de 150 mm, e da ordem de 460 a 510 com a placa de 300 mm);
- Os valores médios do módulo sete dias após a construção foram de cerca de 520 a 920 quando obtidos com a placa de 150 mm, e da ordem de 700 a 860 com a placa de 300 mm);
- O efeito favorável da sucção manifestou-se nos módulos obtidos a partir dos ensaios de carga efetuados sobre a camada granular;
- A interpretação dos ensaios de carga com o DIL sobre o sistema fundação e camada granular engloba alguma incerteza, embora os resultados possam ser considerados úteis.

4.3.4. Análise geral dos resultados

No que diz respeito à camada granular só foi possível fazer ensaios num único ponto com o DIL e em dois pontos com o GG. Embora os pontos não coincidam, referem-se a ensaios realizados sobre a mesma camada, pelo que se comparam os resultados daqueles ensaios na Figura 4.27.

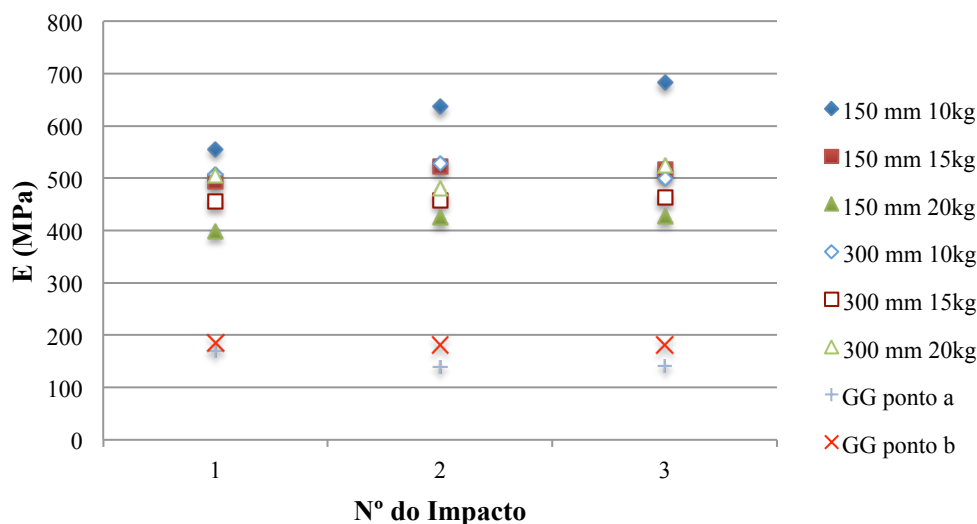


Figura 4.27 – Módulos de deformabilidade obtidos com o DIL e com o GG (1 dia após a construção)

Os resultados apresentados na Figura 4.27 mostram que os módulos obtidos com o GG são consideravelmente inferiores aos obtidos com o DIL. São da ordem de 150 a 180 MPa quando medidos com o GG, variando na gama de 400 a 700 MPa, aproximadamente.

4.4. Avaliação da Camada de Solo Estabilizado com Cimento

4.4.1. Avaliação com GD

O GD foi utilizado em três pontos distintos, com um espaçamento de aproximadamente 30 cm, tal como se indica na Figura 4.28. Dois dos pontos foram avaliados à profundidade de 10 cm.

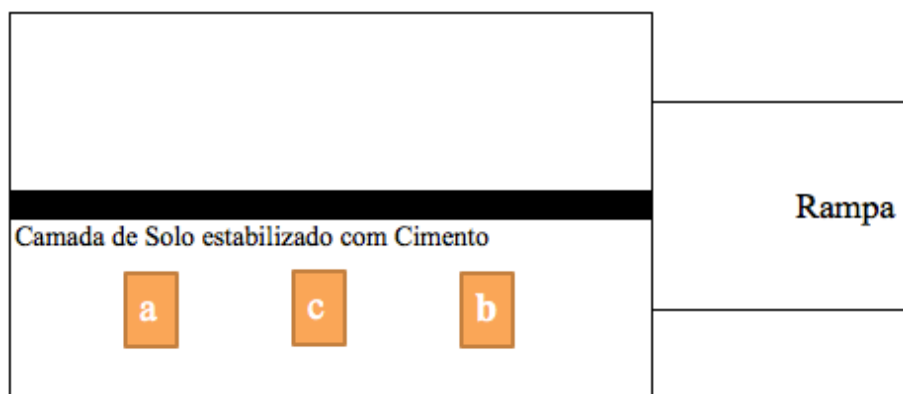


Figura 4.28 – Localização dos pontos ensaiados com o GD

Os Parâmetros medidos pelo GD estão resumidos no Quadro 4.9.

Quadro 4.9 – Valores diretos do GD

Ensaio nº	Ponto de Ensaio	Prof. (mm)	Grau Comp. (%)	Baridade Seca (kg/m ³)	Baridade Húmida (kg/m ³)	Massa de Água (kg/m ³)	Teor em Água (%)
1	a	100	96,0	1756	1933	177,1	10,1
2	b	100	103,4	1892	2059	167,3	8,8
Média	---	---	99,7	1824	1996	172,2	9,45
3	c	0	94,9	1736	1844	108,5	6,2

No Quadro 4.9 observa-se que a compactação à superfície ficou ligeiramente abaixo do que se conseguiu em laboratório. O teor em água nessa zona da camada era mais baixo que no seu interior, e menor que o teor ótimo, provavelmente por ter ocorrido evaporação de água durante o processo construtivo.

4.4.2. Avaliação com GG

Efetuaram-se ensaios com o GG em dois pontos afastados aproximadamente 60 cm, um dia após a construção, com a disposição apresentada na Figura 4.29.

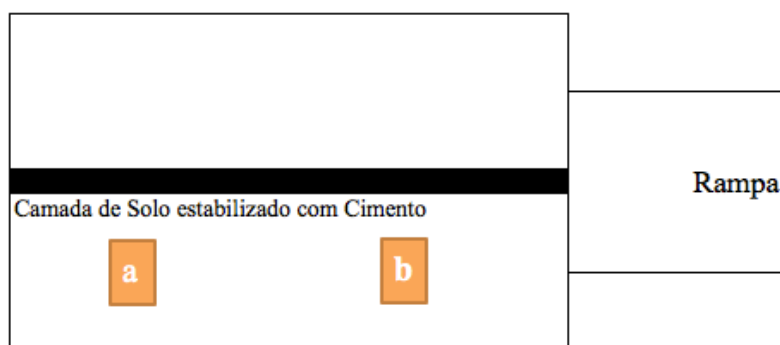


Figura 4.29 – Localização dos pontos ensaiados com o GG

Os valores do módulo determinados com o GG, nos pontos *a* e *b*, sobre a camada de solo estabilizado com cimento são apresentados na Figura 4.30 e a respetiva média é a indicada no Quadro 4.10. Os valores médios referem-se às três repetições do ensaio efetuadas em cada ponto.

Quadro 4.10 – Valores médios dos resultados obtidos com o GG

	E (MPa)	Rigidez (MN/m)
a	259,9	35,0
b	270,6	29,1

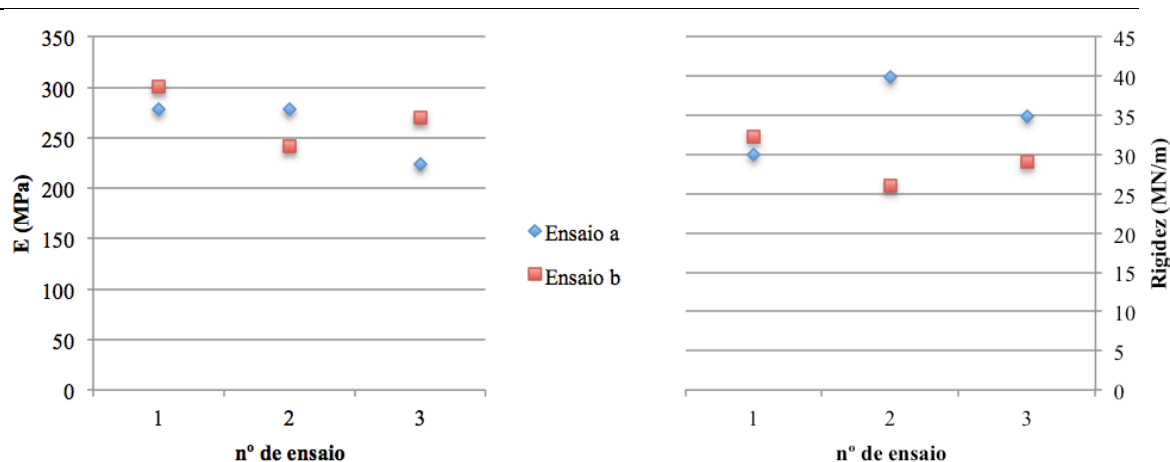


Figura 4.30 – Módulos de deformabilidade e rigidez obtidos com o GG sobre a camada de solo estabilizado com cimento

4.4.3. Avaliação com o DIL

Tal como no caso da camada granular, na camada de solo estabilizado com cimento ensaiou-se apenas um ponto, tal como se indica na Figura 4.31.

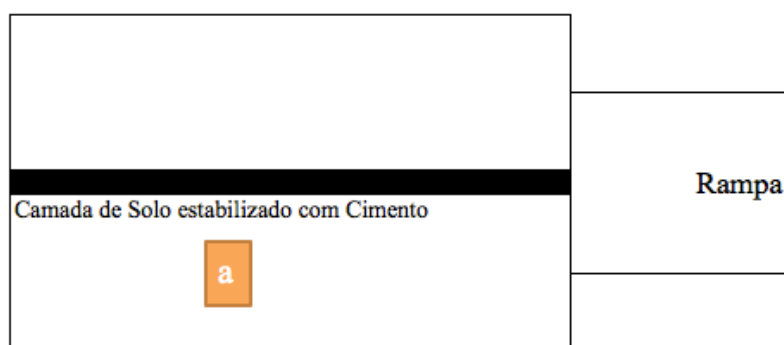


Figura 4.31 – Localização do ponto ensaiado com o DIL

Para a camada de solo-cimento o processo utilizado foi o mesmo que se usou na camada granular. Efetuaram-se ensaios (com três repetições) um dia após a construção da camada e ao sétimo dia de idade. Tal como na camada granular, utilizou-se a viga de suporte de geofones adicionais, pois neste caso pretendia-se avaliar a camada de solo estabilizado e a fundação. A tentativa de retroanálise para determinar o módulo da camada de solo-cimento evidenciou problemas idênticos aos referidos para a camada granular. Contudo, uma vez que se tinha uma boa estimativa do módulo da fundação, obtida em ensaios de carga realizados diretamente sobre ela, efetuou-se uma retroanálise com base no geofone central, fixando o valor do módulo de deformabilidade da fundação em 100 MPa. Os valores determinados, referentes à idade de um dia após a construção são os apresentados nas Figuras 4.32 e 4.33.

Como pode verificar-se, os valores do módulo obtidos são muito mais elevados que os determinados diretamente com o DIL. Além disso, são pouco plausíveis módulos tão elevados para um solo estabilizado com as características utilizadas. Por essa razão, não se apresentam os resultados da retroanálise referentes aos sete dias de idade.

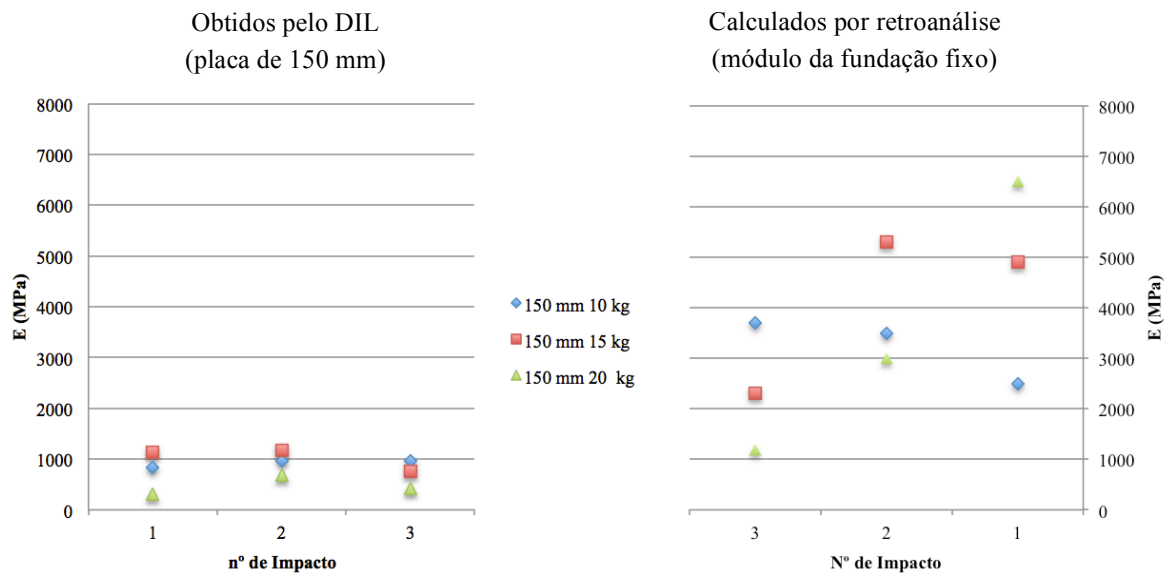


Figura 4.32 – Módulos de deformabilidade medidos sobre a camada de solo estabilizado com o DIL (placa de 150 mm), e calculados por retroanálise (1 dia após a compactação)

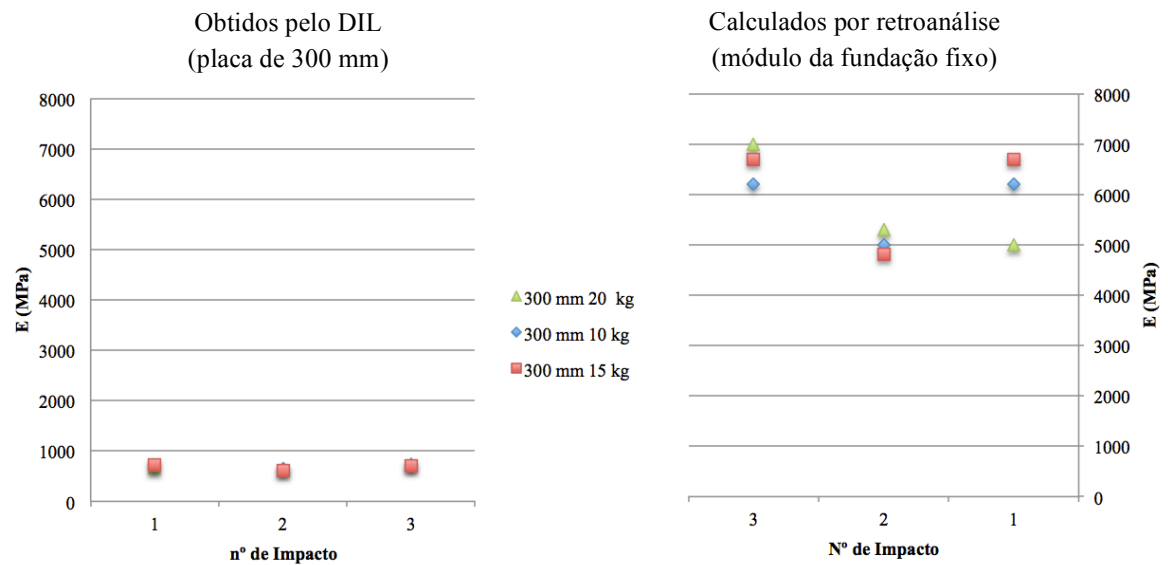


Figura 4.33 – Módulos de deformabilidade medidos sobre a camada de solo estabilizado com o DIL (placa de 300 mm), e calculados por retroanálise (1 dia após a compactação)

Os valores obtidos com o DIL sobre a camada de solo estabilizado com cimento, um dia após a construção da camada, variaram entre cerca de 300 a 1165 MPa para a placa de 150 mm, tendo-se observado alguma dispersão. Com a placa de 300 mm, obtiveram-se módulos entre 600 e 750 MPa.

Na Figura 4.34 comparam-se os valores do módulo medidos pelo DIL, sobre a camada de solo estabilizado com cimento, em ensaios realizados um dia após a

compactação com os efetuados sete dias depois da construção. Os valores médios são os apresentados no Quadro 4.11.

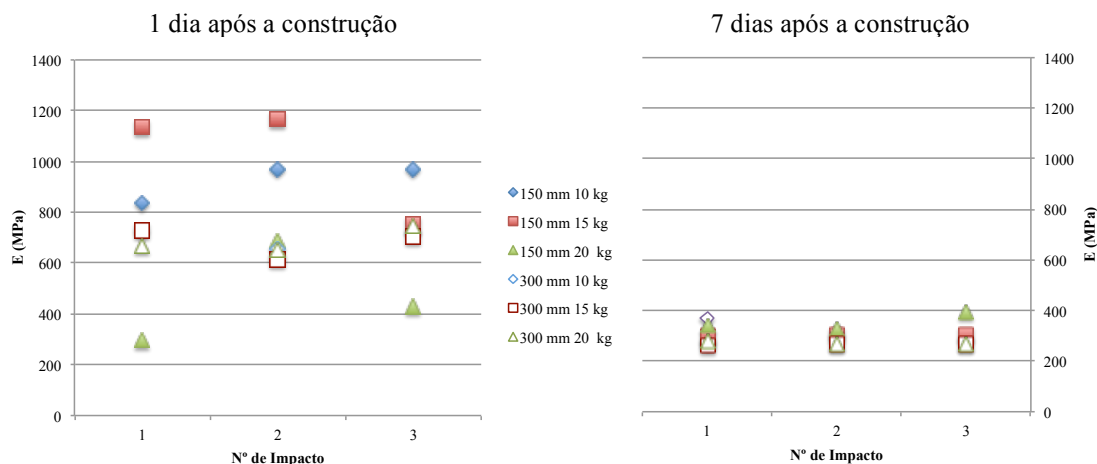


Figura 4.34 – Comparação dos módulos de deformabilidade medidos sobre a camada de solo estabilizado com o DIL 1 dia e 7 dias após a construção

Quadro 4.11 – Valores médios do módulo (MPa) medidos sobre a camada de solo estabilizado obtidos com o DIL

	Placa com 150 mm			Placa com 300 mm		
	10 kg	15 kg	20 kg	10 kg	15 kg	20 kg
1 dia de idade	926	1018	471	701	682	688
7 dias de idade	287	302	354	304	264	273

A análise dos gráficos anteriores e do Quadro 4.11 permite concluir o seguinte:

- Os ensaios efetuados com a placa de carga de 150 mm resultou numa maior gama de variação dos módulos de deformabilidade obtidos sobre a camada de solo estabilizado com cimento que os ensaios realizados com a placa de 300 mm de diâmetro;
- Os valores médios do módulo um dia após a construção foram de cerca de 470 a 1000 quando obtidos com a placa de 150 mm, e da ordem de 680 a 700 com a placa de 300 mm);
- Os valores médios do módulo sete dias após a construção foram de cerca de 280 a 350 quando obtidos com a placa de 150 mm, e da ordem de 260 a 300 com a placa de 300 mm);
- Verifica-se uma considerável redução dos módulos medidos entre o primeiro e o sétimo dia de idade, após a construção da camada;
- A interpretação dos ensaios de carga com o DIL sobre o sistema fundação e camada de solo estabilizado engloba alguma incerteza, embora os resultados possam ser considerados úteis.

Uma explicação possível para a redução dos valores do módulo medidos após 7 dias de idade é a retração do solo estabilizado com cimento ocorrida durante aquele período. De facto, as reações de hidratação do cimento podem produzir aquele efeito, o qual pode ser agravado por uma evaporação excessiva da água do material por ação duma temperatura ambiente elevada. Uma vez que o movimento da camada se encontra consideravelmente impedido, geram-se internamente tensões de tração no material, as quais podem conduzir à ocorrência de micro-fendas no mesmo, reduzindo o módulo (embora as fendas não fossem visíveis à vista desarmada).

Embora o modelo físico se tenha mantido protegido da ação direta do sol pela instalação de uma cobertura amovível, isso não evitou que o material ficasse sujeito às elevadas temperaturas que ocorreram logo após a construção. Note-se que a camada foi construída durante o mês de julho, durante o qual as temperaturas do ar foram muito elevadas.

4.4.4 Análise geral dos resultados

Na Figura 4.35 comparam-se os módulos obtidos sobre a camada de solo estabilizado com cimento com os medidos com o GG, um dia após a construção da camada. Os pontos de ensaio com o DIL e o GG não são coincidentes mas dizem respeito à mesma camada, tendo um afastamento entre si da ordem de algumas dezenas de centímetros.

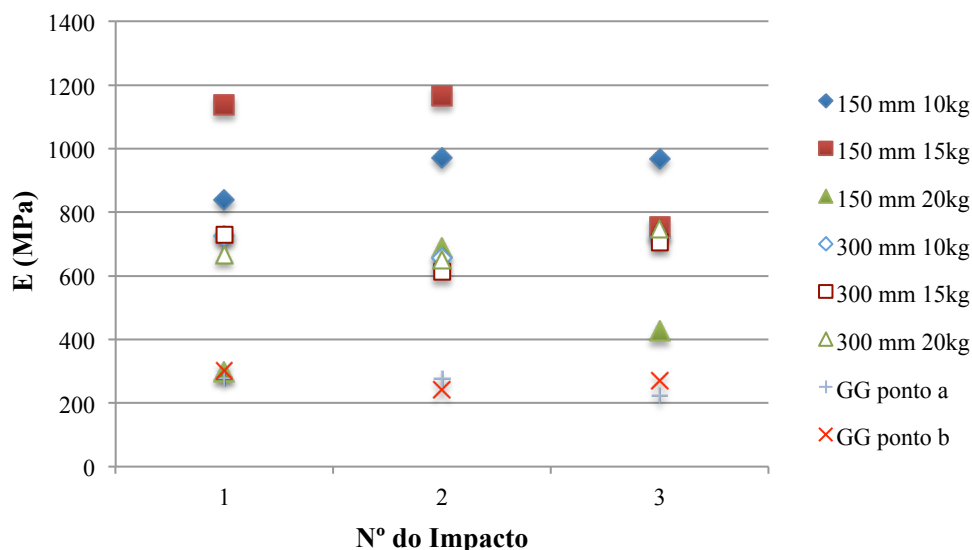


Figura 4.35 – Comparação dos módulos de deformabilidade obtidos com o DIL e com o GG sobre a camada de solo estabilizado com cimento (1 dia após a construção)

Pela análise da figura 4.35 é possível concluir que os módulos obtidos com o GG são bastante inferiores aos medidos com o DIL.

4.5. Análise da Camada Betuminosa

4.5.1. Análise com o IQP

Na Figura 4.36 apresenta-se um esquema da localização dos pontos da camada betuminosa ensaiados com o IQP.

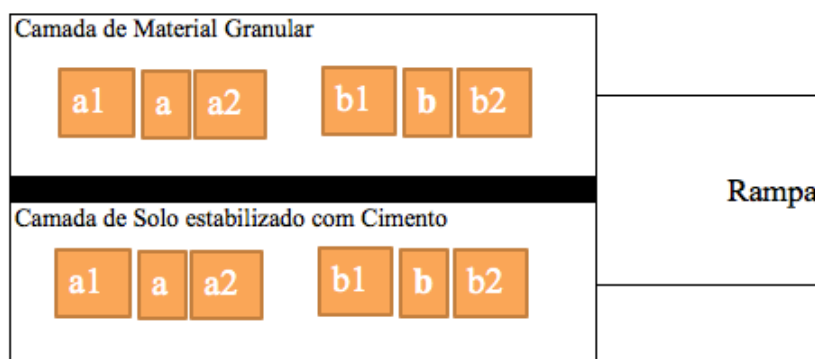


Figura 4.36 – Esquema da localização dos pontos ensaiados com o IQP

Posteriormente à realização dos ensaios com o IPQ, foram recolhidos tarolos na camada betuminosa, sobre as zonas com camada granular e com solo estabilizado. Os provetes foram recolhidos nos pontos *a* e *b* assinalados na Figura 4.36. Determinaram-se as baridades das amostras em laboratório, de acordo com a norma EN 12697-6, (CEN, 2003), envolvendo os provetes em parafina antes da pesagem em água, uma vez que aqueles apresentavam alguma porosidade. Os resultados obtidos estão presentes no Quadro 4.12.

Quadro 4.12 – Resultados da baridade da mistura betuminosa determinados em laboratório

	Material granular		Solo estabilizado com cimento	
	Provete <i>a</i>	Provete <i>b</i>	Provete <i>a</i>	Provete <i>b</i>
Massa Provete Seco (g)	2847,6	3142,8	2876,2	2929,2
Massa do Provete c/ Parafina (g)	2918,2	3230,8	2941,6	3000,5
Massa do Provete c/ Parafina Imerso (g)	1529,6	1698,5	1579,8	1610,3
Temperatura da água	16,5			
Massa volúmica da parafina (T=16,5°C) kg/m ³	894,0			
Baridade do provete (kg/m ³)	2172,1	2189,5	2229,6	2232,9
Média da baridade (kg/m ³)	2180,8		2231,3	

Determinou-se também a baridade máxima teórica, pela norma EN 12697-5 (CEN, 2002), para o provete *a* (recolhido na zona do solo estabilizado), tendo-se chegado a um resultado de 2457 kg/m³.

A análise com o IQP decorreu em duas fases. A primeira foi realizada no dia a seguir à colocação e compactação da camada betuminosa. A segunda fase de ensaios

efetuiu-se cerca de três meses depois. Os resultados obtidos são os indicados nos Quadros 4.13 e 4.14.

Quadro 4.13 – Resultados da baridade da camada betuminosa colocada sobre a camada granular

Ensaio n°	Ponto de ensaio	Idade	Temperatura	Baridade	Grau de Compactação (*)
			°C	kg/m ³	%
1	a	1 dia de idade	21,6	2384	109,3
2	a1	3 meses de idade	11,2	2255	103,4
3	a2		11,6	2377	109,0
4	b	1 dia de idade	22,3	2435	111,7
5	b1	3 meses de idade	11,9	2245	102,9
6	b2		11,9	2261	103,7

(*) – em relação ao valor médio da baridade obtido em laboratório

Quadro 4.14 – Resultados da baridade da camada betuminosa colocada sobre a camada de solo estabilizado com cimento

Ensaio n°	Ponto de ensaio	Idade	Temperatura	Baridade	Grau de Compactação (*)
			°C	kg/m ³	%
1	a	1 dia de idade	22,0	2420	108,5
2	a1	3 meses de idade	11,4	2292	102,7
3	a2		12,2	2485	111,4
4	b	1 dia de idade	22,1	2462	110,3
5	b1	3 meses de idade	12,5	2346	105,1
6	b2		12,7	2272	101,8

(*) – em relação ao valor médio da baridade obtido em laboratório

A análise dos resultados apresentados nos Quadros 4.12 a 4.14 permite verificar que a baridade da camada betuminosa sobre a zona com solo estabilizado é superior à obtida sobre a zona com camada granular. Além disso, verifica-se que os valores determinados pelo IQP são superiores aos medidos em laboratório em provetes recolhidos nos mesmos pontos (pontos *a* e *b*).

Com base nos valores determinados laboratorialmente e medidos com o IQP nos mesmos pontos, estabeleceram-se relações (expressões de regressão) entre aqueles dois conjuntos de valores. Embora só se dispusesse de dois pontos com avaliação em laboratório e no campo, observou-se alguma coerência na evolução entre os resultados determinados por cada uma daquelas metodologias. Na Figura 4.37 representam-se graficamente os valores da baridade medidos em laboratório, os determinados *in situ* com o IPQ, e os calculados através da expressões que relacionam os dois grupos de valores (zona sobre a camada granular: $baridade_{(IPQ)} = 2,931 \times baridade_{(laboratório)} - 3982,5$; zona sobre a camada de solo-cimento: $baridade_{(IPQ)} = 12,727 \times baridade_{(laboratório)} - 25957$).

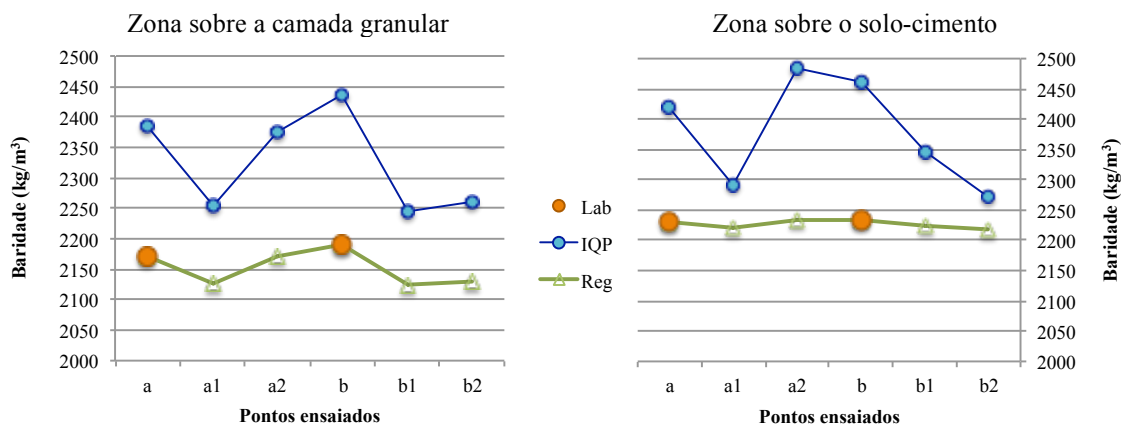


Figura 4.36 – Comparação entre os valores da baridade da camada betuminosa obtidos em laboratório e os obtidos pelo IQP

A análise geral dos resultados obtidos com o IQP mostram que o equipamento pode ser muito útil na avaliação não destrutiva da baridade de camadas betuminosas construídas, ou na fase de compactação. De facto, se for possível dispor de uma calibração adequada dos resultados, com base em ensaios laboratoriais, para uma mistura betuminosa específica, os resultados do IQP podem ser utilizados com vantagem, sendo obtidos de forma praticamente imediata e sem recorrer a ensaios destrutivos. Neste estudo não se introduziu qualquer valor para correção direta das leituras do equipamento, embora isso seja possível, e até desejável, em trabalhos de campo extensos.

4.5.2. Análise com o DIL

Na Figura 4.37 indica-se a localização dos pontos nos quais se efetuaram ensaios com o DIL. Tal como referiu nos casos anteriores referentes à avaliação de várias camadas, no caso dos ensaios realizados sobre a camada betuminosa tentou usar-se a viga de suporte de dois geofones adicionais.

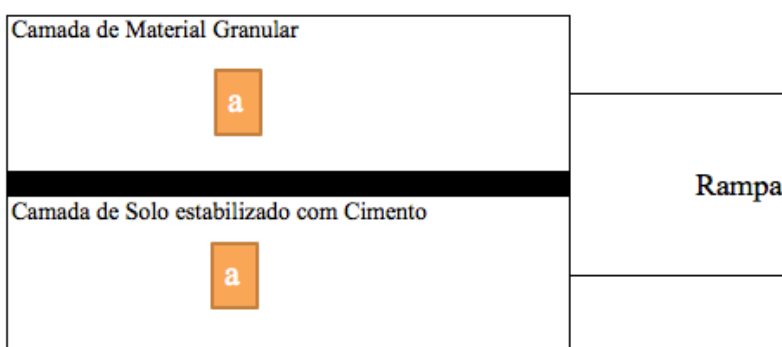


Figura 4.37 – Esquema de localização dos ensaios realizados o DIL sobre a camada betuminosa

Para verificar se a tensão aplicada à superfície era suficiente para alterar o estado de tensão nas camadas que se pretendia caracterizar, simulou-se numericamente, através

do software BISAR 3.0 (*Bitumen Stress Analysis in Roads*), a distribuição de tensões na estrutura construída, utilizando valores típicos de módulo e de coeficiente de Poisson das camadas. A estrutura utilizada está apresentada na Figura 4.38, com as características dos materiais, mostrando-se a distribuição de tensões e deflexão vertical na Figura 4.39, correspondente à placa de 150 mm e a uma força de 8,8 kN.

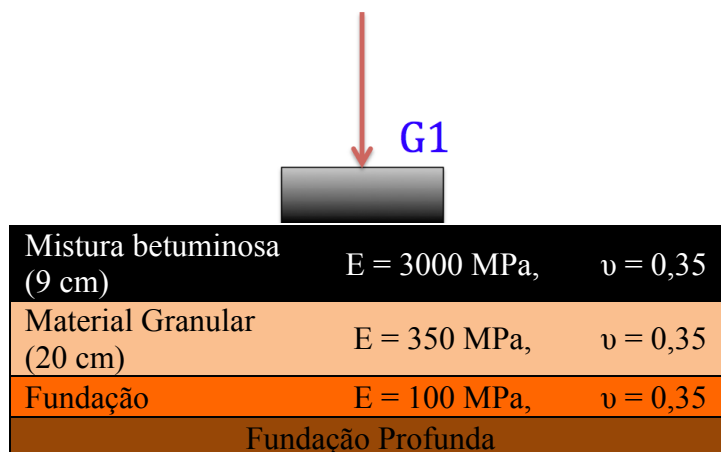


Figura 4.38 – Modelo utilizado para simular o estado de tensão na estrutura ensaiada

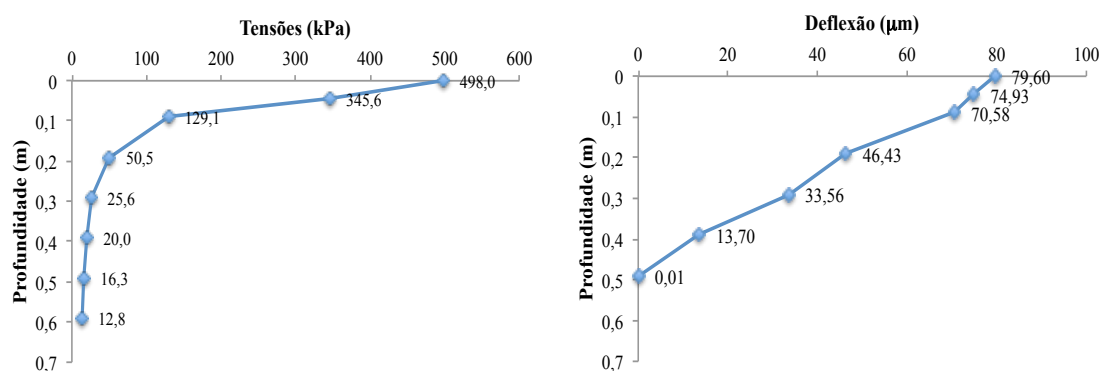


Figura 4.39 – Distribuição de tensões e deflexões nas camadas do modelo (fundação, camada granular e camada betuminosa)

A Figura 4.39 permite concluir que a partir de cerca de 20 cm de profundidade o acréscimo de tensão é relativamente baixo, embora se observe um aumento de tensão de compressão até cerca de 60 cm de profundidade. Em termos de deformação vertical, praticamente não há deslocamento além de 50 cm de profundidade. Pode, portanto, concluir-se que na vertical do ponto central, o DIL produz um nível de tensão de contacto que atinge todas as camadas do pavimento que constitui o modelo físico, embora com magnitudes consideravelmente diferentes.

Numa primeira fase, fez-se uma tentativa para obter numericamente os módulos das camadas da estrutura, incluindo a betuminosa, recorrendo a retroanálise, de modo a simular as deflexões medidas nos três geofones. Esses esforços não se revelaram muito úteis, porquanto os valores obtidos para os módulos eram desajustados das magnitudes típicas que caracterizam os materiais constituintes da estrutura.

Numa segunda fase, optou-se pelo método de retroanálise descrito para as camadas subjacentes à betuminosa, tendo-se fixado os valores dos módulos da camada granular em 400 MPa, e o da camada de solo estabilizado com cimento em 800 MPa. Estes valores procuraram reproduzir os obtidos com o DIL, em termos médios, ao sétimo dia de idade, para aquelas duas camadas subjacentes à betuminosa. Tomou-se para a fundação o módulo de 100 MPa, e para a chamada camada rígida de fundação o valor de 1000 MPa.

Os valores do módulo obtidos pelo DIL nos ensaios efetuados sobre a camada betuminosa e os calculados por retroanálise, com base na deflexão medida no geofone central, como se referiu, são os representados nas Figuras 4.40 e 4.41.

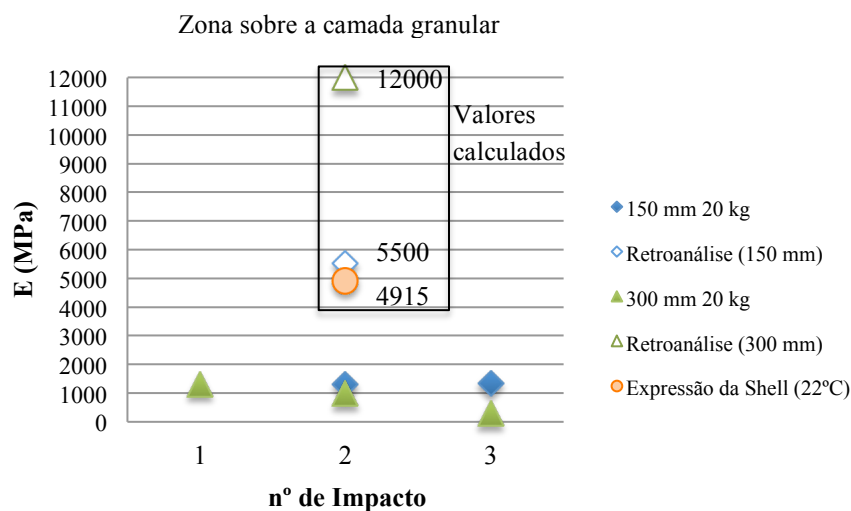


Figura 4.40 – Módulos de deformabilidade medidos com o DIL sobre a camada betuminosa apoiada na camada granular subjacente e calculados por retroanálise

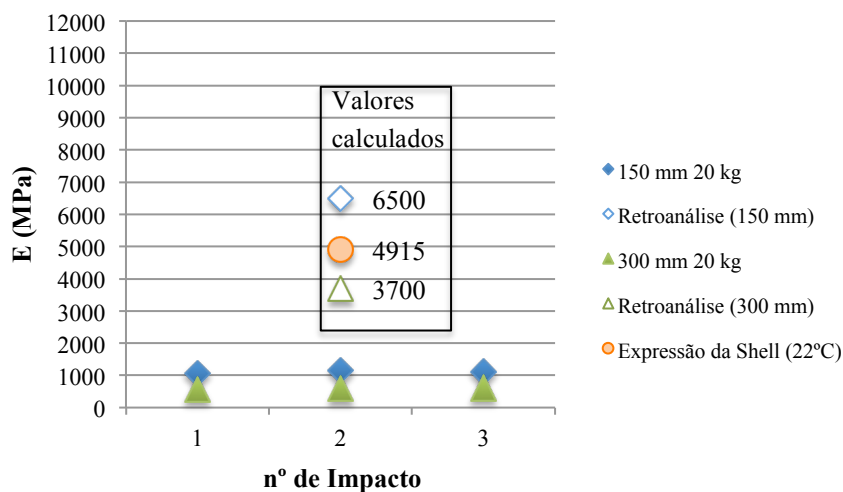


Figura 4.41 – Módulos de deformabilidade medidos com o DIL sobre a camada betuminosa apoiada na camada de solo-cimento subjacente e calculados por retroanálise

Analizando os resultados obtidos diretamente com o DIL sobre a camada betuminosa, verifica-se que o módulo equivalente que é possível determinar com base na deflexão central não permite avaliar adequadamente a qualidade da mistura betuminosa. De facto, a deflexão superficial é a soma de várias parcelas correspondentes às deflexões das camadas subjacentes. Apenas a aplicação de uma metodologia de retroanálise para simular um defletograma com vários pontos permitiria inferir sobre os possíveis módulos da camada betuminosa. Nos casos em estudo, dado o baixo nível de deflexão medido, não foi possível chegar a resultados coerentes através daquela metodologia de retroanálise.

Contudo, a retroanálise efetuada, com base na deflexão central, fixando valores do módulo para as camadas subjacentes, tendo em conta os valores determinados em ensaios realizados diretamente sobre aquelas camadas, chegou-se a valores de módulo da ordem de grandeza dos que seriam previsíveis pelas expressões da Shell (Shell, 1978), excetuando o caso da simulação do ensaio com a placa de 300 mm, na zona onde a camada betuminosa de apoia em material granular. As expressões da Shell foram aplicadas para a temperatura superficial do pavimento medida com o IQP na altura da realização dos ensaios, tendo considerado uma composição da mistura semelhante à do material aplicado no modelo físico.

4.6. Considerações Finais

Neste capítulo apresentou-se um resumo dos resultados dos ensaios efetuados sobre os diferentes materiais que constituem o modelo físico construído. Dispunha-se do DIL, do GG e do DE como equipamentos principais a estudar, tendo-se utilizado complementarmente outros equipamentos (o CPD, o GD e o IQP).

Na fundação utilizou-se o DIL, o GG, o DE, o CPD e o GD. Nas camadas granular e de solo estabilizado com cimento analisou-se a utilização do DIL, do GG e do GD. Na camada betuminosa estudou-se a aplicação do DIL e do IQP.

Nas camadas não ligadas, o GD apresentou uma boa correspondência com os resultados de ensaios tradicionais de que se dispunha. Já o DE não se revelou um equipamento útil, porquanto exige condições de calibração difíceis de conseguir em obra. Para o tipo de solo de fundação disponível (SM), a correlação entre o índice ICPD e o CBR indicada na norma americana, relativa ao ensaio de CPD, conduziu a valores do CBR *in situ* bastante menores que os obtidos em laboratório.

Os módulos obtidos com o DIL, quer na fundação, quer sobre as camadas sobrejacentes, variaram numa gama relativamente grande. Os módulos obtidos com a placa de carga de 150 mm foram em geral superiores aos obtidos com a placa de 300 mm, verificando-se menor variação entre os valores obtidos com a última. A variação das propriedades com a idade das camadas granular e de solo estabilizado foi detetada pelo DIL.

O GG conduziu a valores de módulo geralmente inferiores aos medidos com o DIL nas camadas onde ambos foram utilizados.

Utilizou-se um procedimento de retroanálise para estimar os módulos de deformabilidade das camadas do modelo físico com base na deflexão medida no ponto central da placa, fixando valores para as camadas subjacentes. O processo mostrou algumas fragilidades, embora não seja de excluir a vantagem da sua utilização em alguns casos.

5. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

5.1. Síntese do Trabalho e Conclusões Gerais

No presente estudo, pretendia-se verificar a utilidade da realização de ensaios *in situ*, recorrendo a equipamentos ligeiros e de custo relativamente baixo, para avaliar as propriedades de camadas de pavimentos de infraestruturas de transporte. Pretendia-se que a avaliação incluísse a determinação de propriedades mecânicas dos materiais.

Pretendia-se também comprovar o interesse da utilização daqueles equipamentos pelo facto de se tratar de ensaios não destrutivos, realizados *in situ*, os quais são efetuados para as condições reais de colocação dos materiais em obra. Esperava-se que o modo operativo envolvido nos ensaios permitisse obter resultados quase de imediato, sem danificar a estrutura do pavimento. Além disso, tinha-se como objetivo dispor de informação que relacionasse as propriedades que podem medir-se *in situ* com os diferentes equipamentos com a que pode obter-se quando se caracterizam os materiais através de metodologias de uso mais corrente.

Inicialmente, reuniu-se informação sobre os equipamentos utilizados ao longo do estudo, apresentando os seus princípios de funcionamento e os parâmetros caracterizadores dos materiais que eles permitem determinar. Além disso, recolheram-se na bibliografia resultados de ensaios efetuados com os diversos equipamentos estudados, procurando-se uma análise dos parâmetros obtidos para diferentes materiais e eventuais correlações entre eles.

O estudo de caso efetuado nesta dissertação baseou-se na construção de um modelo físico de um pavimento rodoviário no *campus* do ISEC. À medida que o modelo foi sendo construído, efetuaram-se campanhas de ensaios sobre as camadas dos diferentes materiais constituintes. Alguns foram caracterizados em laboratório para avaliar propriedades necessárias à comparação com os resultados obtidos *in situ*. Para os materiais com ficha de produto do fornecedor, tomaram-se os valores indicados naqueles documentos para comparação com os parâmetros medidos *in situ*.

No âmbito da construção da fundação estudou-se a utilização do defletómetro de Impacto Ligeiro (DIL), do GeoGauge (GG) e do Densímetro Eléctrico (DE). Complementarmente, foi ainda possível estudar a caracterização dos materiais com o Cone de Penetração Dinâmica (CPD) e com o Gamadensímetro (GD).

A camada de 20 cm construída sobre a fundação foi dividida em duas zonas distintas, uma constituída por material granular de granulometria extensa, e outra formada por solo estabilizado com cimento. Nas duas zonas desta camada, estudou-se a utilização do DIL, do GG e do GD.

O modelo físico do pavimento foi terminado com uma camada betuminosa, com 9 cm de espessura, constituída por um AC 20 bin 50/70. Sobre esta camada realizaram-se ensaios com o DIL e com o Indicador de Qualidade de Pavimentos (IQP).

A caracterização da fundação mostrou que os valores da baridade seca e do teor em água medidos com o GD comprovaram de forma satisfatória os resultados de caracterização realizados com a garrafa de areia e com o speedy. Comprovou-se que o GD é muito útil no controlo de compactação, embora tenha a desvantagem de se tratar de um equipamento radioativo que, por isso, envolve risco de utilização, particularmente se não forem tomadas as medidas recomendadas. Verificou-se que o DE não permite obter resultados fidedignos se a calibração para o solo a avaliar não for bem estabelecida. Na situação corrente de utilização, a geração do chamado “modelo de solo” é pouco prática, pelo que a utilidade do equipamento fica fortemente limitada.

Ainda no que se refere ao solo de fundação, concluiu-se que o CPD é sensível às condições de compactação do solo, permitindo obter, por correlação com o índice ICPD e o CBR, valores para este último parâmetro para as condições *in situ*. Os valores de CBR inferidos com base nos ensaios com o CPD (entre 4 e 9,1%) foram consistentemente inferiores aos medidos em laboratório (da ordem de 30%). As diferenças verificadas podem dever-se ao menor confinamento do material da camada que o verificado em laboratório. Podem dever-se, ainda, ao teor em água medido *in situ*, o qual era um pouco superior ao ótimo utilizado em laboratório.

A caracterização do módulo de deformabilidade da fundação obtido com o GG originou uma pequena dispersão de resultados, embora os valores a que se chegou tenham sido baixos (cerca de 20 a 50 MPa).

A avaliação da fundação com o DIL conduziu a valores tendencialmente mais baixos nos ensaios efetuados com a placa de carga de 150 mm (da ordem de 40 a 60 MPa) que os medidos com a placa de 300 mm (da ordem de 70 a 100 MPa). Sabe-se que o solo é um material cujo comportamento é não linear, o que dá origem a módulos de deformabilidade mais baixos para níveis de tensão consideravelmente mais elevados. Esta pode ser uma explicação para a tendência observada. Para cada uma das placas de carga utilizadas, não se evidenciou uma tendência clara dos resultados quando se variou a massa cadente utilizada (10, 15 e 20 kg).

Os módulos medidos com o DIL foram geralmente mais elevados que os obtidos com o GG. Estes são comparáveis aos derivados dos ensaios com o CPD através de uma correlação estabelecida por Chen *et al.* (2005), embora a gama de variação dos valores derivados dos ensaios com o CPD seja maior.

Com base nos ensaios efetuados *in situ* sobre a fundação pode concluir-se que, à exceção do DE, os equipamentos utilizados são úteis para a avaliação das propriedades dos solos no âmbito do processo construtivo. Contudo, é necessário estabelecer patamares de aceitação para os vários parâmetros que é possível determinar, porquanto os resultados variam consideravelmente com o tipo de equipamento utilizado e com as condições de ensaio utilizadas.

A campanha de avaliação da camada sobrejacente à fundação, constituída por material granular em metade da área e por solo estabilizado com cimento na outra metade, consistiu no estudo da utilização do GG, do DIL e do DE. Complementarmente, utilizou-se

ainda o GD. Não foi possível dispor do CPD nesta fase do estudo e a utilização do DE revelou-se impossível por não se conseguir cravar estacas no material.

A simplicidade de utilização e a coerência dos resultados do GD manifestou-se também no material granular e no solo estabilizado com cimento. Uma vez que não se dispunha de resultados *in situ* nestes casos, apenas foi possível a comparação com os resultados de laboratório.

Os resultados dos módulos medidos com o GG um dia após a construção, quer na camada granular, quer na camada de solo estabilizado com cimento, revelaram pequena dispersão. No primeiro material chegou-se a valores médios da ordem de 140 a 180 MPa, enquanto no solo-cimento se obtiveram módulos médios de 260 a 270 MPa.

Os ensaios efetuados com o DIL na camada granular, no mesmo dia, conduziu a valores médios da ordem de 400 a 600 MPa quando se utilizou a placa de 150 mm, e de 450 a 500 MPa quando se usou a placa de 300 mm. Os ensaios efetuados sobre a camada de solo estabilizado conduziu a valores médios da ordem de 470 a 1000 MPa com a placa de 150 mm, e de 680 a 700 MPa com a placa de 300 mm.

Os ensaios realizados sete dias após a construção da camada revelaram alterações consideráveis nos valores dos módulos. O DIL detetou um aumento dos valores medidos sobre a camada granular, tendo obtido uma redução substancial dos valores determinados sobre a camada de solo-estabilizado com cimento. No caso da camada granular, o efeito da sucção parece explicar a tendência de aumento do módulo ao fim de sete dias, uma vez que o teor em água da camada granular terá diminuído a sua redução com o tempo. No caso da camada de solo-cimento, uma explicação possível para a redução dos valores do módulo após 7 dias é a retração do solo estabilizado com cimento ocorrida durante aquele período, agravada por uma evaporação excessiva da água do material por ação da temperatura ambiente elevada que se verificou na altura da construção.

A tentativa de inferência dos módulos das camadas através de um processo de retroanálise revelou-se inadequado para os ensaios feitos com o DIL, porquanto os módulos obtidos não se afiguram representativos dos tipos de materiais ensaiados. A modelação foi efetuada de dois modos diferentes: uma que considerou os resultados obtidos com três geofones para monitorizar a deformação da estrutura; outra que utilizou apenas a deflexão central, fixando o módulo da fundação.

Tal como aconteceu para a fundação, os ensaios efetuados com o GG sobre as camadas granular e de solo estabilizado com cimento resultaram em menores valores do módulo que os obtidos com o DIL. No que se refere ao efeito da dimensão da placa de carga, ao contrário do que se verificou para o solo de fundação, na camada granular e na de solo estabilizado com cimentos não verificou uma tendência clara para a variação dos resultados.

A apreciação da baridade da camada betuminosa com o IQP detetou a variação das características do material que ocorreram em função da camada subjacente. De facto, na zona sobre o solo estabilizado, a baridade da camada betuminosa foi um pouco superior à

obtida sobre a zona da camada granular. Todavia, é necessário realizar uma adequada calibração dos resultados obtidos pelo equipamento com base em valores determinados laboratorialmente. Uma vez conseguido esse objetivo, a obtenção dos resultados é muito simples e rápida e, por isso, muito útil.

Os resultados obtidos com o DIL sobre a camada betuminosa mostraram que o módulo equivalente determinado com base na deflexão central não permite avaliar adequadamente a qualidade da mistura betuminosa. Aquela deflexão é a soma das deflexões de todas as camadas do modelo. Apenas a aplicação de uma metodologia de retroanálise para simular um defletograma com vários pontos permitiria inferir sobre os possíveis módulos da camada betuminosa. Nos casos em estudo, dado o baixo nível de deflexão medido, não foi possível chegar a resultados coerentes através daquela metodologia de retroanálise.

Quando se fez a retroanálise com base na deflexão central, tomando valores fixos para o módulo das camadas inferiores, em geral, chegou-se a valores de módulo da ordem de grandeza dos que seriam previsíveis.

Como conclusão, pode afirmar-se que, genericamente, os equipamentos estudados podem dar contribuições úteis para a caracterização de camadas de pavimentos. Contudo, é necessário estabelecer de forma específica quais os materiais em que podem ser utilizados com propriedade, e quais os critérios de aceitação/rejeição dos materiais que podem ser considerados em cada caso. A utilização de vários equipamentos para medir parâmetros semelhantes ou relacionáveis constitui uma mais-valia para a deteção de problemas que possam estar a ocorrer na aplicação dos materiais no âmbito do processo construtivo.

5.2. Trabalhos Futuros

Para que seja possível obter conclusões mais completas sobre os aspetos avaliados neste trabalho, é necessária a realização de estudos mais alargados, quer no que se refere aos tipos de materiais estudados, quer no que diz respeito ao número de ensaios efetuados.

Julga-se que a realização dos estudos que se indicam a seguir poderiam constituir análises úteis sobre a utilização dos equipamentos testados:

- Estabelecer processos de calibração fiáveis e simples para o DE, com base em extensos trabalhos de campo e laboratoriais, de modo a tornar o equipamento mais útil, porquanto não utiliza radiação e, por isso, pode constituir uma boa alternativa aos equipamento nucleares;
- Efetuar estudos mais abrangentes sobre a utilização do IQP, para vários tipos de misturas betuminosas, durante e após a construção, aferindo com resultados de laboratório as circunstâncias em que o IQP pode ser utilizado de forma fidedigna, e as circunstâncias em que isso não é possível;
- Desenvolver correlações entre ensaios efetuados com o GG e o DIL para uma gama alargada de materiais de fundação e de camadas não ligadas de pavimentos, de

modo a inferir com mais certeza resultados fiáveis relativos à caracterização daquele tipo de materiais.

- Efetuar estudos mais abrangentes com o CPD, para vários tipos de materiais como material granular e solo tratado com cimento e cal.

5.3. Considerações Finais

Finalmente, deve referir-se que os objetivos inicialmente propostos foram genericamente atingidos, embora a extensão dos ensaios realizados não tenha sido suficientemente grande para concluir de forma definitiva sobre a utilização do DIL, do GG e do DE.

No entanto, como foi possível dispor de alguns equipamentos adicionais, cuja utilização não estava prevista, fizeram-se algumas análises complementares relativamente às características dos materiais colocados no modelo físico construído.

Julga-se que a síntese apresentada sobre os equipamentos utilizados e a aplicação real dos mesmos a um caso de estudo, constituíram um mais-valia para o autor da dissertação, sendo também uma boa base de trabalho para quem pretenda continuar os trabalhos na mesma área.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1992). NBR 12.253, *Solo- cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
- AFNOR (1978). NF P94-078, *Sols: reconnaissance et essais - Indice CBR après immersion. Indice CBR immédiat. Indice Portant Immédiat - Mesure sur échantillon compacté dans le moule CBR*. Association AFNOR. France.
- Alshibli, K., Abu-Farsakh, M., Seyman, E. (2005) *Laboratory Evaluation of the Geogauge and Light Falling Weight Deflectometer as Construction Control Tools*. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 17, No. 5, October 1.
- ASTM (1985). ASTM D 2487-06 *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. ASTM International. West Conshohocken, PA. USA.
- ASTM (2003). ASTM D 6951-03, *Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications*. ASTM International. West Conshohocken, PA. USA.
- ASTM (2011). ASTM E 2835-11 *Standard Test Method for Measuring Deflections Using a Portable Impulse Plate Load Test Device*. ASTM International. West Conshohocken, PA. USA.
- BSI (1990). BS 1377 part 2. *Liquid Limit – Cone Penetrometer Method*. British Standards Institution, London.
- CEN (2002). EN 12697-5, *Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt - Part 5: Determination of the maximum density*. European Committee for Standardization. Brussels.
- CEN (2003). EN 12697-6, *Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt - Part 6: Determination of bulk density of bituminous specimens*. European Committee for Standardization. Brussels.
- CEN (2008). *Measuring Method for Dynamic Compactness & Bearing Capacity with SP-LFWD (Small Plate – Light Falling Weight Deflectometer)*, CEN Workshop Agreement CWA 15846. European Committee for Standardization. Brussels.
- EN 12697-6, *Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt - Part 6: Determination of bulk density of bituminous specimens*, 2003
- Chen, D. et al. (2005). *A correlation between dynamic cone penetrometer values and pavement layer moduli*. Geotechnical Testing Journal, 38 (1).
- Construções Júlio Lopes S.A. (2013). *Declaração de Desempenho*. AC 20 reg/bin 50/70 (MDB). Pombal.
- Dynatest.(2006). *Ower's Manual of Dynatest 3031 LWD - Light Weight Deflectometer, Version 1.0.1*, Dynatest.
- EP (2009). 14.01 *Terraplenagem - Características dos materiais*. Caderno de Encargos Tipo de Obra, Estradas de Portugal, S.A., Almada.

- Fiedler, S. (s.d.). *GeoGauge Compaction Evaluation Today. Stiffness-Based QC/QA*. Humboldt. Norridge, Illinois, U.S.A.
- Fleming, P., Frost, M., Lambert, J. (2007). *A Review of the Lightweight Deflectometer (LWD) for Routine In Situ Assessment of Pavement Material Stiffness*. Annual Meeting of Transportation Research Board. CD-ROM. Washington D.C.
- Fortunato, E. (2005). *Renovação de Plataformas Ferroviárias. Estudos Relativos à Capacidade de Carga*. Dissertação elaboradas no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil pela Universidade do Porto no âmbito do protocolo de cooperação entre a FEUP e o LNEC, Porto.
- George, V., Rao, N., Shivashankar, R. (2009). *PFWD, DCP and CBR correlations for evaluation of lateritic subgrades*. International Journal of Pavement Engineering, 10:3, 189-199.
- Humboldt (2007). *Geogauge User Guide - model H-4140*, Version 4.1. Norridge, Illinois.
- Humboldt (2008). *Electrical Density Gauge*, Product Manual H-4114C. Schiller Park, Illinois. USA.
- Iberobrita S.A. (2012). Estudo do agregado britado de granulometria extensa. Grupos Julio Lopes, Pombal.
- IGPAI (1965). NP 83, *Determinação da Densidade das Partículas*. Inspeção Geral dos Produtos Agrícolas e Industriais. Lisboa
- IGPAI (1969). NP 143, *Determinação dos Limites de Consistência*. Inspeção Geral dos Produtos Agrícolas e Industriais. Lisboa
- INIR (s.d.). *Construção e Reabilitação de Pavimentos – Indicadores de Estado de Conservação dos Pavimentos*. Instituto de Infraestruturas Rodoviárias IP, Lisboa.
- Kvasnak, A., Williams, R., Ceylan, H., Gopalakrishnan, K. (2007). *Investigation of Electromagnetic Gauges for Determining In-Place HMA Density*. Final Report. Iowa State University, Department of Transportation. Iowa, USA.
- LNEC (1966 a). LNEC Especificação E 196, *Análise Granulométrica*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC (1966 b). LNEC Especificação E 197, *Solos - Ensaio de compactação*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC (1967). LNEC E 198 *Determinação do C.B.R.*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC (1970). LNEC Especificação E 240, *Solos – Classificação para Fins Rodoviários*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC (1971). LNEC Especificação E 243, *Solos – Solo-cimento*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Meehan, C., Hertz, J. (2011). *Using Electrical Density Gauges for Field Compaction Control*. Department of Civil and Environment Engineering, Delaware Center for Transportation, University of Delaware, Newark, Delaware.
- Nazzal, M. (2003). *Field Evaluation of in-situ test technology for QC/QA During Construction of Pavement Layers and Embankments*. Requirements for the degree of

- Master of Science in Civil Engineering in The Department of Civil and Environmental Engineering, Louisiana State University.
- Neves, J., Lopes, J., Edgar; Antunes, A., Picado-Santos, L. (2012). *A Utilização do Deflectómetro de Impacto Ligeiro na Previsão do Comportamento de Camadas de Fundação de Pavimentos*. XIII Congresso Nacional de Geotecnia.
- Salem Tool Company (s.d.). *Application and maintenance manual*, Corps Style Dual Mass Dynamic Cone Penetrometer. Northville, Michigan. USA.
- Shell (1978). *Shell Pavement Manual*. Asphalt Pavements and Overlays for Road Traffic, Shell International Petroleum Company Ltd, London.
- Terzi, S., Karasahin, M; Gokova, S., Tahta, M., Morova, N., Uzun, I. (2012). *Asphalt concrete stability estimation from non-destructive test methods with artificial neural networks*. Neural Computing and Applications.
- TransTech Systems, Inc. (2002). *Pavement Quality Indicator Model 301 Operator's Handbook*. New York, USA.
- Troxler (2006). *Surface Moisture-Density Gauge*, Manual of Operation and Instruction – Model 3430 and Model 3430-M. North Carolina, USA.
- Wiles, P., Whittington, J., Strickland, M. (2010). *State Study No. 198 - Transtech PQI 301 Pavement Quality Indicator Device Evaluation*. Research Division, Mississippi Department of Transportation, Mississippi.

BIBLIOGRAFIA

- Army TM 5-822-14, Air Force AFJMAN 32-1019, (1994). *Soil Stabilization for Pavements*. Department of the Army, the Navy and the Air Force.
- Bhattacharja, S., Bhathiy, J., Todres, H. (2003). *Stabilization of Clat by Portland Cement or Lime – A Critical Review Literature*. Portland Cement Association, Illinois.
- Bilodeau, J., Doré, G. (2013). *Stress distribution experienced under a portable light-weight deflectometer loading plate*. International Journal of Pavement Engineering, 15:6, 564-575.
- Branco, F., Picado-Santos, L., Capitão, S. (2000). *Vias de Comunicação – 2º Volume*. Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Bryan C., Steinert, Humphrey, D., Kestler, M. (2006). *Portable Falling Weight Deflectometers for Tracking Seasonal Stiffness Variations in Asphalt Surfaced Roads*, TRB 2006 Annual Meeting, CD-ROM.
- Cary, C., Zapata, C. (2011). *Resilient Modulus for Unsaturated Unbound Materials*. Road Materials and Pavement Design, 12:3, 615-638.
- Cruz, M., Jaladi, S. (2010). *Melhoramento do desempenho de Misturas de Solo-Cimento*. 12º Congresso Nacional de Geotecnia. Guimarães.
- Dias, J. (2012). *Tratamento de solos com cimento para obtenção de melhores características mecânicas*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil – Perfil construção. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Lisboa.
- Fontul, S. (2009). *Structural Evaluation of Flexible Pavements using Non-Destructive Tests*. Young Researchers Seminar, Torino, Italy.
- Frost, M., Fleming, P., Gordon, M., Edwards, J. (2009). *Pavement Foundation Stiffness Compliance Testing - A New Regime*. Loughborough University.
- Gilbert, A. (s.d.). *Measuring Asphalt Density Using a TransTech Pavement Quality Indicator as an Alternative to a Nuclear Density Gauge*, Transteck, New York.
- Gudishala, R. (2004). *Development of Resilient Modulus Prediction Models for Base and Subgrade Pavement Layers from in situ Devices Test Results*. Master of Science in Civil Engineering in The Department of Civil and Environmental Engineering, Sri Krishna Devaraya University, Andhra Pradesh, India.
- Hossain, M., Apeagyei, A. (2010). *Evaluation of the Lightweight Deflectometer for In-Situ Determination of Pavement Layer Moduli – Final Report*. Virginia Transportation Research Council, Virginia.
- Humboldt (2010). *Compaction Uniformity via in-place Stiffness Measurement*. Schiller, Illinois.
- Khattak, M., Mohammad, L., Yuan, F., Abadie, C. (2011). *Variability of in-situ HMA volumetric and mechanistic characteristics using non-destructive test (NDT): case study*. International Journal of Pavement Engineering, 13:2, 110-125.

- LNEC (1966). Especificação LNEC E 195. *Preparação por via seca para amostras de ensaio de identificação*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC (1967). Especificação LNEC E 204. *Determinação da baridade seca in situ pelo método da garrafa de areia*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Lopes, J. (2010). *Contributo para o estudo da utilização do deflectómetro de impacto ligeiro*. Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil pelo Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Machado, A., Fontul, S., Freire, A. (2013). *Influência da Força de Ensaio na Avaliação Estrutural de Pavimentos por Métodos não Destrutivos*. 7º Congresso Rodoviário Português, Centro Rodoviário Português. Lisboa.
- Machado, A. (2012). *Contribuição para a Avaliação Estrutural de Infraestruturas Rodoviárias por Métodos Não Destrutivos*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil – Perfil de Construção, Faculdade de Ciências da Universidade Nova de Lisboa.
- Mooney, A., Miller, K. (2009). *Analysis of Lightweight Deflectometer Test Based on In Situ Stress and Strain Response*. Journal of Geotechnical and Geoenvironment Engineering, Vol. 135, No. 2, February 1. ASCE.
- Paul, R., Matthew, W., John, P. (2006). *A Review of the Lightweight Deflectometer (LWD) for Routine in situ Assessment of Pavement Material Stiffness*. TRB 2007 Annual Meeting, CD-ROM.
- Praticò, F., Moro, A. (2011). *In-lab and on-site measurements of hot mix asphalt density: Convergence and divergence hypotheses*. Construction and Building Materials, 5, 1065–1071.
- Quinta-Ferreira, M., Fung, E., Andrade, P., Branco, F. (2012). *In-place evaluation of a limestone base course modulus, using a van-integrated falling weight deflectometer (FWD) and the GeoGauge (SSG)*. Road Materials and Pavement Design. iFirst, 1–15.
- Romero, P. (2000). *Laboratory Evaluation of the PQI Model 300*, Participants of Pooled Fund Study
(<http://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/pavements/asphalt/pr odsrch/cnstrctn/PQI300LabFinalReport.pdf>)
- Santos, J. (2008). *Estudos de Formulação de Solo-Cimento e Solo-Cal e Respectivas Aplicações*, Dissertação apresentada ao Instituto Superior de Engenharia do Porto para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geotécnica e Geoambiente, Porto.
- Santos, M. (1967). *Curso de Solo-Cimento*, Associação Técnica da Indústria do Cimento, Lisboa.
- Scullions, T., Sebesta, S., Harris, J., Syed, I. (2005). *Evaluating the Performance of soil-cement and Cement-Modified Soil for Pavement: Laboratory Investigation*, Portland Cement Association, Illinois.

-
- Subert, I., Phong, T., (s.d.), *Application of density corrections in case of dynamic falling weight deflectometers* (<http://www.andreas.hu/ENG/main.htm>).
- Terzi, S., Karasahin, M., Gokova, S., Tahta, M., Morova, N., Uzun, I. (2012). *Asphalt concrete stability estimation from non-destructive test methods with artificial neural networks*, Springer-Verlag, London.
- Valente, T., Correia, A., Vale, J., Barata, J., Cebola, D., Coelho, S. (2008). *Estudo Laboratorial de Misturas de Solo-cimento Para Aplicação em Jet Grouting*. Sociedade Portuguesa de Geotecnia.
- Vennapusa, P., White, D., Siekmeier, J., Embacher, R. (2011). *In situ mechanistic characterisations of granular pavement foundation layers*. International Journal of Pavement Engineering, 13:1, 52-67.
- Vitali, O. (2008). *Efeito da Composição de Misturas de Solo-Cimento nos Parâmetros de Rigidez e de Resistência*. Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil – Especialização em Geotecnia, Porto.
- Webster, S., Grau, R., and Williams, T. (1992). *Description and application of dual mass dynamic cone penetrometer*, Final Report. Department of Army, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- Wen, H., Wu, M., Uhlmeier, J. (2010). *Evaluation of the Effects of Climatic Conditions on Modulus of Base Materials with Recycled Asphalt Pavement*, Journal of the Transportation Research Board.
- White, G., Gnanendran, C. (2005). *The influence of compaction method and density on the strength and modulus of cementitiously stabilised pavement materials*, The International Journal of Pavement Engineering.

ANEXOS

ANEXO I – Registo de Dados dos Ensaios com o DIL

I.1. Solo de Fundação

Ensaio nº	Ponto de Ensaio	Geofones	Distância Geofones	Deflexão	E	Força	Tensão
			(cm)	(um)	(MPa)	(kN)	(kPa)
Placa de 150 mm							
1	a (10 kg)	D1	0	1114	43	6,5	366,3
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
2		D1	0	840	48	5,5	304,3
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
3		D1	0	800	51	5,5	311,3
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
4	a (15 kg)	D1	0	1053	51	7,2	406,7
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
5		D1	0	1030	52	7,2	405,9
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
6		D1	0	1046	52	7,2	409,5
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
7	a (20 kg)	D1	0	1305	53	9,4	529,3
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
8		D1	0	1223	53	8,7	493,9
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
9		D1	0	1630	41	9,1	513,3
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
Placa de 300 mm							
10	a (10 kg)	D1	0	160	126	5,4	76,6
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
11		D1	0	199	103	5,5	77,7
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
12		D1	0	205	99	5,5	77,4
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
13	a (15 kg)	D1	0	267	101	7,2	102,3
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
14		D1	0	290	94	7,3	103,1
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
15		D1	0	306	90	7,4	104,5
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
16	a (20 kg)	D1	0	415	86	9,5	135
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
17		D1	0	416	87	9,7	137,4
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
18		D1	0	428	89	9,6	136,4
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		

Ensaio nº	Ponto de Ensaio	Geofones	Distância Geofones	Deflexão	E	Força	Tensão
			(cm)	(um)	(MPa)	(kN)	(kPa)
Placa de 150 mm							
1	b (10 kg)	D1	0	786	50	5,2	295,8
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
2		D1	0	723	59	5,7	324,6
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
3		D1	0	641	60	5,1	290,6
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
4	b (15 kg)	D1	0	586	89	7	397
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
5		D1	0	705	77	7,3	413,1
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
6		D1	0	670	81	7,3	412,5
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
7	b (20 kg)	D1	0	754	85	8,6	485,6
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
8		D1	0	715	89	8,6	486,2
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
9		D1	0	700	94	8,8	497,1
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
Placa de 300 mm							
10	b (10 kg)	D1	0	210	90	5,1	71,7
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
11		D1	0	207	91	5,1	71,4
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
12		D1	0	214	88	5,1	71,5
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
13	b (15 kg)	D1	0	276	93	6,9	97,2
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
14		D1	0	277	95	7,1	199,2
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
15		D1	0	297	89	7,1	100,9
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
16	b (20 kg)	D1	0	386	89	9,2	130
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
17		D1	0	319	109	9,3	131,5
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
18		D1	0	425	84	9,5	134,9
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		

Ensaio nº	Ponto de Ensaio	Geofones	Distância Geofones	Deflexão	E	Força	Tensão
			(cm)	(um)	(MPa)	(kN)	(kPa)
Placa de 150 mm							
1	c (10 kg)	D1	0	739	51	5,1	285,8
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
2		D1	0	704	57	5,4	306,1
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
3		D1	0	669	59	5,3	301,2
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
4	c (15 kg)	D1	0	978	53	7	396,4
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
5		D1	0	932	57	7,2	406,6
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
6		D1	0	898	60	7,2	406,6
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
7	c (20 kg)	D1	0	1041	61	8,6	484,8
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
8		D1	0	1129	60	9	511,7
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
9		D1	0	1062	62	8,8	498,7
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
Placa de 300 mm							
10	c (10 kg)	D1	0	194	102	5,3	75,5
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
11		D1	0	223	91	5,5	77,1
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
12		D1	0	217	91	5,3	74,7
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
13	c (15 kg)	D1	0	340	79	7,2	101,7
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
14		D1	0	387	71	7,4	4,6
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
15		D1	0	389	70	7,4	104,1
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
16	c (20 kg)	D1	0	475	79	9,4	132,9
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
17		D1	0	462	76	9,4	133
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		
18		D1	0	517	69	9,5	134,8
		D2	-	-	-		
		D3	-	-	-		

I.2. Camada de Material Granular (1 dia de idade)

Ensaio nº	Ponto de Ensaio	Geofones	Distancia Geofones	Deflexão	E	Força	Tensão
			(cm)	(um)	(MPa)	(kN)	(kPa)
Placa de 150 mm							
1	a (10 kg)	D1	0	74	495	4,9	276,8
		D2	300	18	251		
		D3	600	-	-		
2		D1	0	64	578	5	280,2
		D2	300	17	267		
		D3	600	-	-		
3		D1	0	60	695	5,6	318,2
		D2	300	17	304		
		D3	600	-	-		
4	a (15 kg)	D1	0	108	445	6,5	365,2
		D2	300	26	230		
		D3	600	-	-		
5		D1	0	103	508	7	318,2
		D2	300	26	256		
		D3	600	-	-		
6		D1	0	104	487	6,8	383,1
		D2	300	28	227		
		D3	600	-	-		
7	a (20 kg)	D1	0	134	477	8,6	484
		D2	300	37	214		
		D3	600	-	-		
8		D1	0	126	512	8,7	492,2
		D2	300	36	222		
		D3	600	-	-		
9		D1	0	126	510	8,6	489
		D2	300	36	224		
		D3	600	-	-		
Placa de 300 mm							
10	a (10 kg)	D1	0	39	508	5,3	74,8
		D2	300	21	234		
		D3	600	-	-		
11		D1	0	37	528	5,3	74,7
		D2	300	20	240		
		D3	600	-	-		
12		D1	0	39	501	5,3	74,8
		D2	300	21	239		
		D3	600	-	-		
13	a (15 kg)	D1	0	58	455	7	99,7
		D2	300	29	229		
		D3	600	-	-		
14		D1	0	57	464	7,1	100,2
		D2	300	29	226		
		D3	600	-	-		
15		D1	0	57	437	6,6	93,8
		D2	300	29	210		
		D3	600	-	-		
16	a (20 kg)	D1	0	65	499	8,7	122,5
		D2	300	36	224		
		D3	600	-	-		
17		D1	0	68	485	8,9	126
		D2	300	37	222		
		D3	600	-	-		
18		D1	0	62	525	8,8	124,3
		D2	300	37	223		
		D3	600	-	-		

I.3. Camada de Material Granular (7 dias de idade)

Ensaio nº	Ponto de Ensaio	Geofones	Distancia Geofones	Deflexão	E	Força	Tensão
			(cm)	(um)	(MPa)	(kN)	(kPa)
Placa de 150 mm							
1	a (10 kg)	D1	0	86	438	5	285,1
		D2	300	15	317		
		D3	600	-	-		
2		D1	0	78	484	5,1	287,6
		D2	300	15	311		
		D3	600	-	-		
3		D1	0	74	528	5,2	295,6
		D2	300	16	301		
		D3	600	-	-		
4	a (15 kg)	D1	0	61	850	6,9	391
		D2	300	23	274		
		D3	600	-	-		
5		D1	0	57	895	6,8	387,6
		D2	300	22	285		
		D3	600	-	-		
6		D1	0	57	902	6,9	392,7
		D2	300	22	290		
		D3	600	-	-		
7	a (20 kg)	D1	0	63	947	8,1	456,6
		D2	300	23	323		
		D3	600	-	-		
8		D1	0	67	928	8,9	474,1
		D2	300	25	318		
		D3	600	-	-		
9		D1	0	69	907	8,4	473,3
		D2	300	24	327		
		D3	600	-	-		
Placa de 300 mm							
10	a (10 kg)	D1	0	28	730	5,2	72,9
		D2	300	16	297		
		D3	600	-	-		
11		D1	0	30	643	5,2	73,5
		D2	300	16	300		
		D3	600	-	-		
12		D1	0	28	754	5,3	74,3
		D2	300	16	306		
		D3	600	-	-		
13	a (15 kg)	D1	0	33	786	7	98,9
		D2	300	22	293		
		D3	600	-	-		
14		D1	0	34	786	7,1	101
		D2	300	23	290		
		D3	600	-	-		
15		D1	0	36	749	7,2	101,7
		D2	300	23	293		
		D3	600	-	-		
16	a (20 kg)	D1	0	37	810	8	113
		D2	300	25	292		
		D3	600	-	-		
17		D1	0	36	840	8,2	115,5
		D2	300	26	294		
		D3	600	-	-		
18		D1	0	33	932	8,2	116,4
		D2	300	25	301		
		D3	600	-	-		

I.4. Camada de Solo Estabilizado com Cimento (1 dia de idade)

Ensaio nº	Ponto de Ensaio	Geofones	Distancia Geofones	Deflexão	E	Força	Tensão
			(cm)	(um)	(MPa)	(kN)	(kPa)
Placa de 150 mm							
1	a (10 kg)	D1	0	49	778	5,1	289,5
		D2	300	18	272		
		D3	600	-	-		
2		D1	0	42	918	5,2	293,9
		D2	300	19	259		
		D3	600	-	-		
3		D1	0	42	950	5,4	303
		D2	300	19	266		
		D3	600	-	-		
4	a (15 kg)	D1	0	47	1105	7	398
		D2	300	26	251		
		D3	600	-	-		
5		D1	0	46	1149	7,1	401,7
		D2	300	26	253		
		D3	600	-	-		
6		D1	0	71	732	7	393,5
		D2	300	26	253		
		D3	600	-	-		
7	a (20 kg)	D1	0	179	361	8,7	491
		D2	300	32	252		
		D3	600	-	-		
8		D1	0	78	850	8,9	505,2
		D2	300	33	249		
		D3	600	-	-		
9		D1	0	126	515	8,7	494,5
		300	32	252	300		
		600	-	-	600		
Placa de 300 mm							
10	a (10 kg)	0	27	726	5,3	75,3	75,3
		300	19	265			
		600	-	-			
11		0	30	657	5,3	74,7	74,7
		300	18	269			
		600	-	-			
12		0	27	720	5,3	75	75
		300	19	263			
		600	-	-			
13	a (15 kg)	0	37	708	7	99,2	99,2
		300	27	242			
		600	-	-			
14		0	44	613	7,2	102	102
		300	27	245			
		600	-	-			
15		0	38	705	7,2	102,1	102,1
		300	28	244			
		600	-	-			
16	a (20 kg)	0	44	649	7,7	108,7	108,7
		300	29	244			
		600	-	-			
17		0	45	657	8	113,3	113,3
		300	31	244			
		600	-	-			
18		0	39	749	7,9	112,2	112,2
		300	31	242	300		
		600	-	-	600		

I.5. Camada de Solo Estabilizado com Cimento (7 dias de idade)

Ensaio nº	Ponto de Ensaio	Geofones	Distancia Geofones	Deflexão	E	Força	Tensão
			(cm)	(um)	(MPa)	(kN)	(kPa)
Placa de 150 mm							
1	a (10 kg)	D1	0	151	263	5,3	301,5
		D2	300	17	293		
		D3	600	-	-		
2		D1	0	133	294	5,3	297,4
		D2	300	18	271		
		D3	600	-	-		
3		D1	0	144	278	5,4	305,2
		D2	300	18	285		
		D3	600	-	-		
4	a (15 kg)	D1	0	170	288	6,9	390,4
		D2	300	22	389		
		D3	600	-	-		
5		D1	0	176	302	7,2	404,8
		D2	300	24	363		
		D3	600	-	-		
6		D1	0	176	303	7,2	405,8
		D2	300	23	290		
		D3	600	-	-		
7	a (20 kg)	D1	0	157	353	7,4	420,7
		D2	300	27	256		
		D3	600	-	-		
8		D1	0	165	323	7,1	404,6
		D2	300	26	253		
		D3	600	-	-		
9		D1	0	136	354	6,5	366,6
		300	24	254	300		
		600	-	-	600		
Placa de 300 mm							
10	a (10 kg)	D1	0	75	356	5,1	72,3
		D2	300	19	253		
		D3	600	-	-		
11		D1	0	72	275	5,3	75
		D2	300	19	254		
		D3	600	-	-		
12		D1	0	73	268	5,3	74,5
		D2	300	19	255		
		D3	600	-	-		
13	a (15 kg)	D1	0	102	257	7,1	100
		D2	300	24	273		
		D3	600	-	-		
14		D1	0	101	266	7,2	102,2
		D2	300	25	266		
		D3	600	-	-		
15		D1	0	101	266	7,2	102,5
		D2	300	25	265		
		D3	600	-	-		
16	a (20 kg)	D1	0	116	274	8,7	122,9
		D2	300	25	299		
		D3	600	-	-		
17		D1	0	129	270	9	127,2
		D2	300	28	294		
		D3	600	-	-		
18		D1	0	123	271	8,9	126,3
		D2	300	29	289		
		D3	600	-	-		

I.6. Camada Betuminosa (zona sobre a camada material granular)

Ensaio nº	Ponto de Ensaio	Geofones	Distancia Geofones	Deflexão	E	Força	Tensão
			(cm)	(um)	(MPa)	(kN)	(kPa)
Placa de 150 mm							
7	a (20 kg)	D1	0	43	1298	7,4	719,7
		D2	300	17	398		
		D3	600	11	321		
8		D1	0	44	1291	7,6	427,7
		D2	300	17	404		
		D3	600	11	330		
9		D1	0	43	1344	7,7	435,5
		D2	300	17	412		
		D3	600	11	317		
Placa de 300 mm							
16	a (20 kg)	D1	0	21	1293	7,3	103,8
		D2	300	17	402		
		D3	600	11	320		
17		D1	0	28	983	7,4	105
		D2	300	18	391		
		D3	600	10	344		
18		D1	0	93	296	7,4	104,7
		D2	300	17	403		
		D3	600	11	314		

I.7. Camada Betuminosa (zona sobre a camada de solo estabilizado com cimento)

Ensaio nº	Ponto de Ensaio	Geofones	Distancia Geofones	Deflexão	E	Força	Tensão
			(cm)	(um)	(MPa)	(kN)	(kPa)
Placa de 150 mm							
7	a (20 kg)	D1	0	61	1072	8,8	497,1
		D2	300	27	305		
		D3	600	12	332		
8		D1	0	57	1140	8,7	491,6
		D2	300	26	311		
		D3	600	12	334		
9		D1	0	59	1119	8,9	504,1
		D2	300	26	317		
		D3	600	12	331		
Placa de 300 mm							
16	a (20 kg)	D1	0	49	566	7,5	106,3
		D2	300	24	244		
		D3	600	10	348		
17		D1	0	47	572	7,2	101,5
		D2	300	23	294		
		D3	600	10	314		
18		D1	0	46	606	7,5	106
		D2	300	23	299		
		D3	600	10	340		